

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEI / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

29. JAHRGANG

SEPTEMBER 1954

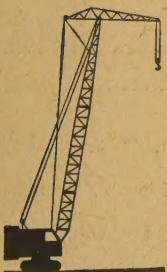
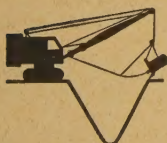
HEFT 9

INHALT:

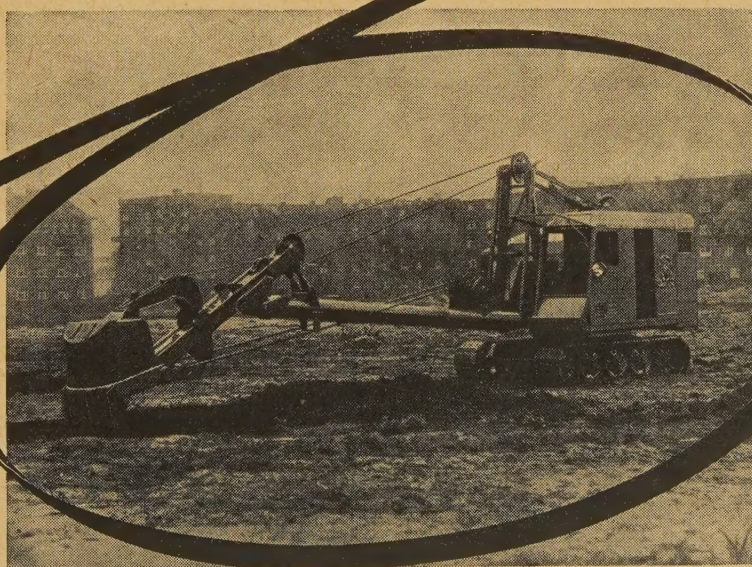
Die Rurbrücke bei Linnich. Von Ministerialrat O. Berr und Dipl.-Ing. R. Marx, Düsseldorf	329
Betongefüllte Rohrmaste für Starkstrom-Freileitungen. Von Wilhelm Taenzer, Bad Oeynhausen	333
Feinsandklassierung im Betonlaboratorium. Von Dr. Theodor Eder, Wien	335
Berechnung des ungleichförmigen Abflusses in gegliederten Querschnitten. Von Dr.-Ing. Walter Bleines, Dozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe	339
Berechnung dreistieliger symmetrischer Stockwerksrahmen auf Windlast nach dem Drehwinkelausgleichsverfahren. Von Dipl.-Ing. Sauvage, Beratender Ingenieur und Prüflingenieur für Baustatik, Münster (Westf.)	342

Kurze Technische Berichte:

Schwingdrahtdehnungsmesser für Langzeitversuche an Baukonstruktionen	345
Englische Untersuchungen über Kranträger	348
Spannungsoptische Untersuchung nicht homogener Gründungen	350
Der Einfluß der Querdehnungszahl bei Platten	352
Flugzeughalle von 16 177 m ² Fläche	352
Buchbesprechungen	353
Verschiedenes	355
Mitteilungen an der Industrie	363



MENCK



MENCK M 60

der modernste Bagger

der

MENCK & HAMBROCK GMBH HAMBURG-ALTONA 1

GOVERNMENT OF IRAQ MINISTRY OF DEVELOPMENT

BAGHDAD - IRAQ

Bau- und Nebenarbeiten für die Talsperre des Derbendi Khan Projektes

Informelle Bekanntmachung.

Das Development Board des Königreiches Irak beabsichtigt, im kommenden November die Bau- und Nebenarbeiten für die Talsperre des Derbendi Khan Projektes auszuschreiben. Die Talsperre wird am Diyala-Sirwan-Fluß errichtet, ca. 35 km südwestlich von Halabja und ca. 230 km nordöstlich von Bagdad.

Die veranschlagten Massen für den Damm, eine Beton-Voll-Konstruktion, betragen 1,5 bis 1,8 Millionen m³ Beton und 650 000 bis 800 000 m³ Ausschachtungsarbeiten aller Boden- und Gesteinsklassen.

Ausführliche Auskunft erteilen auf Anfrage folgende Stellen:

- a) Directorate General of Contracts
Development Board, Bagdad, Iraq
- b) Harza Engineering Company
400 West Madison Street, Chicago 6, Illinois, USA

Das Development Board bindet sich nicht, eine formelle Ausschreibung zu erlassen, und jegliche Beantwortung dieser nicht formellen Bekanntmachung seitens der Unternehmer darf keine Ausgaben oder Verpflichtungen für das Development Board nach sich ziehen.

Minister of Development.

STELLENANGEBOTE

Wir suchen für den Ausbau des Vertriebes des von uns hergestellten LUXAFLEX Leichtmetall Jalousiematerials innerhalb Westdeutschlands einen

repräsentativen, kaufmännischen Mitarbeiter

Erforderlich sind Kenntnisse moderner Verkaufsmethoden für Markenartikel und die Eignung, durch Vorträge und persönliche Propaganda zu werben. Verbindung zur Bauindustrie und zu führenden Architekten erwünscht. Alter nicht über 40 Jahre.

Wir bieten Dauerstellung in Westdeutschland mit gutem Gehalt, Beteiligung am erzielten Ergebnis und Vergütung von Reisekosten.

Handgeschriebene Bewerbungen (lateinische Schrift) mit Lichtbild, Gehaltsansprüchen, lückenlosem Tätigkeitsnachweis und Zeugnisabschriften sind zu senden an

Hunter Douglas, Holland, Rotterdam

Postfach 504, Personalabteilung

Industrielle Großfirma mit Sitz in Frankfurt (Main) sucht für ihre Projektierungsabteilung für Wasserkraftanlagen

Bauingenieure (H. T. L.)

mit Kenntnissen und Erfahrungen im Wasserbau, in der Wasserwirtschaft, Hydrometrie und im Vermessungswesen sowie

technische Zeichner,

die auf vorgenannten Gebieten tätig waren.

Ausführliche Angebote mit den üblichen Unterlagen und Angabe der Gehaltsansprüche erbeten unter „Der Bauingenieur 1065“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Im Bereich der Technischen Direktion der Stadtverwaltung Heidelberg sind folgende Stellen neu zu besetzen:

1. Stadtplanung

Eine Stelle mit Vergütung aus Gruppe III TO. A. Bewerber muß Dipl.-Ing. des Hochaufaches sein, möglichst das 2. Staatsexamen abgelegt haben und gründliche Kenntnisse in der Stadtplanung besitzen.

Eine Stelle mit Vergütung aus Gruppe VIa TO. A. Verlangt wird Abschluß einer höheren techn. Lehranstalt und Nachweis planerischer Tätigkeit.

2. Hochbauamt

Eine Stelle mit Vergütung aus Gruppe VIa TO. A. Verlangt wird Abschluß einer höheren techn. Lehranstalt sowie praktische Erfahrungen auf dem Gebiete des Hochbaues.

3. Tiefbauamt

Zwei Stellen mit Vergütung aus Gruppe VIa TO. A. Voraussetzung ist Abschluß einer höheren techn. Lehranstalt u. Erfahrung auf dem Gebiete des Straßenbaues und der Stadtentwässerung.

Eine Stelle mit Vergütung aus Gruppe VIII TO. A. Voraussetzung ist sauberes und gewissenhaftes Arbeiten als technischer Zeichner.

4. Gartenamt

Ein Gartentechniker (Vergütung aus Gruppe VIa TO. A). Voraussetzung ist Abschluß einer höheren staatlichen Lehranstalt für Gartenbau u. Erfahrungen in Planzeichnen, Aufmaßen, Kostenanschlägen und gute Pflanzenkenntnisse.

Bewerbungen mit lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- u. Beschäftigungsnachweise, Lichtpausen oder Fotos selbstgefertigter Pläne oder Zeichnungen, sind bis zum 20. September 1954 einzureichen.

Persönliche Vorstellungen sind zunächst nicht erwünscht.

Stadtverwaltung Heidelberg
Personal- und Organisationsamt

Zu verkaufen:

1 Deutz-Diesel-Rangierlokomotive, Normalspur, 24 PS, reparaturbedürftig,

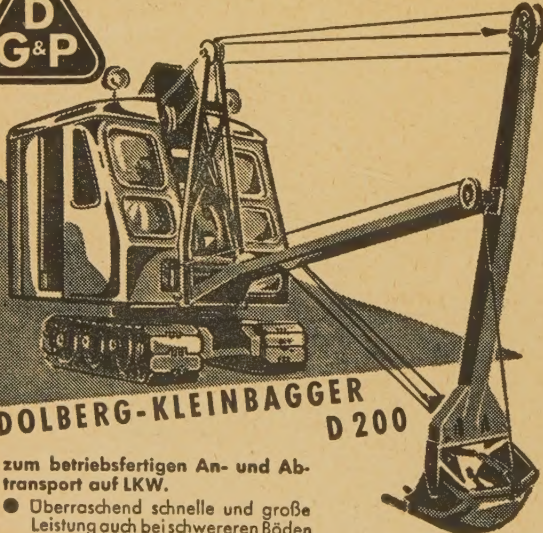
1 Förderband, 15 m lang, ganz wenig gebraucht, Stahlrohrkonstruktion, Baujahr 1952, mit

500 mm breitem Gummigurt, komplett, mit Luftbereifung.

EISENBAU KRAMER M.B.H., Dahlbruch, Kr. Siegen

Telefon: Kreuztal 138





**DOLBERG-KLEINBAGGER
D 200**

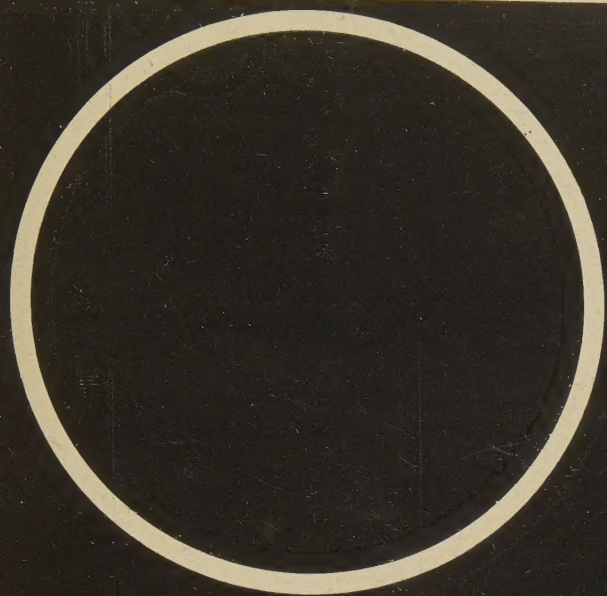
zum betriebsfertigen An- und Abtransport auf LKW.

- Überraschend schnelle und große Leistung auch bei schwereren Böden
- Auch für kleinste Fördermassen wirtschaftlich
- Geringster Betriebsmittelverbrauch
- Leichteste Bedienung

Antrieb: Dieselmotor, luftgekühlt, 25 PS
Tiefloßel: 200 l
Hochloßel: 200 l
Greifer: 150 u. 200 l
Neu:
Spezialloßel für 40 cm breite Drainage u. Kabelgräben

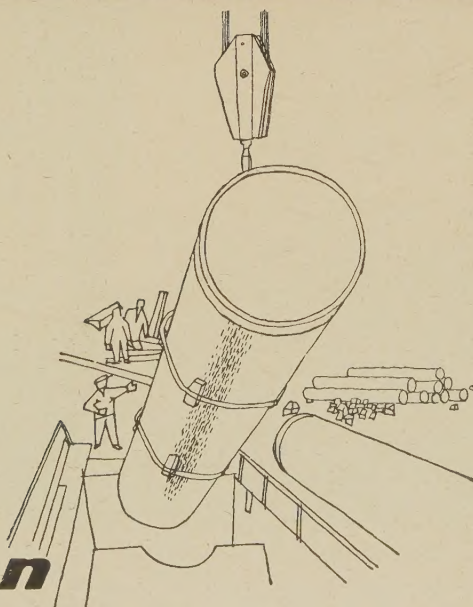


DOLBERG-GLASER & PFLAUM
G. M. B. H. · ESSEN
BERLIN · BREMEN · DORTMUND · FRANKFURT · HAMBURG
HILDESHEIM · KÖLN · MANNHEIM · MÜNCHEN · STUTTGART



**Röhren
+
Bleche**

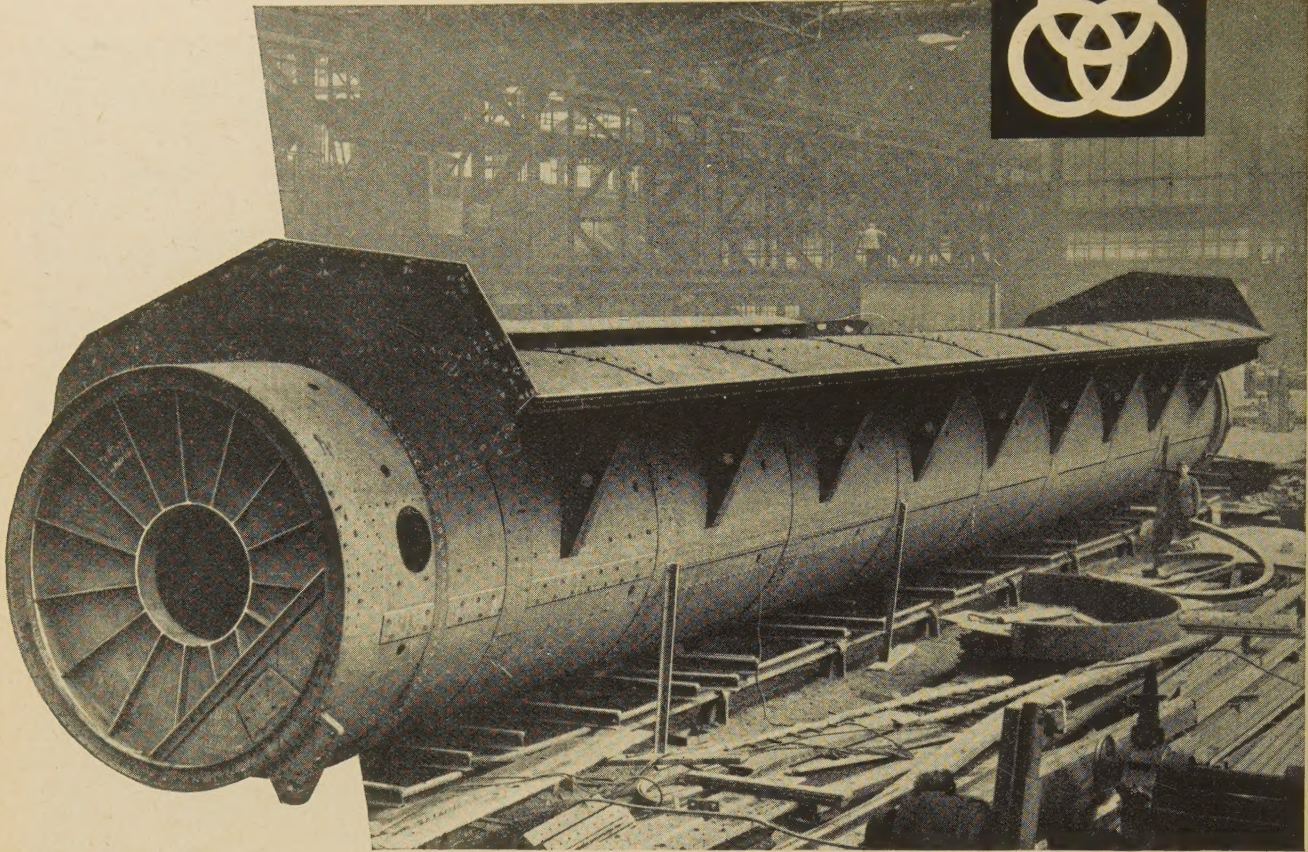
89



Mannesmann

Anfragen an Mannesmann-Verkaufsgemeinschaft • Düsseldorf • Mannesmannhaus

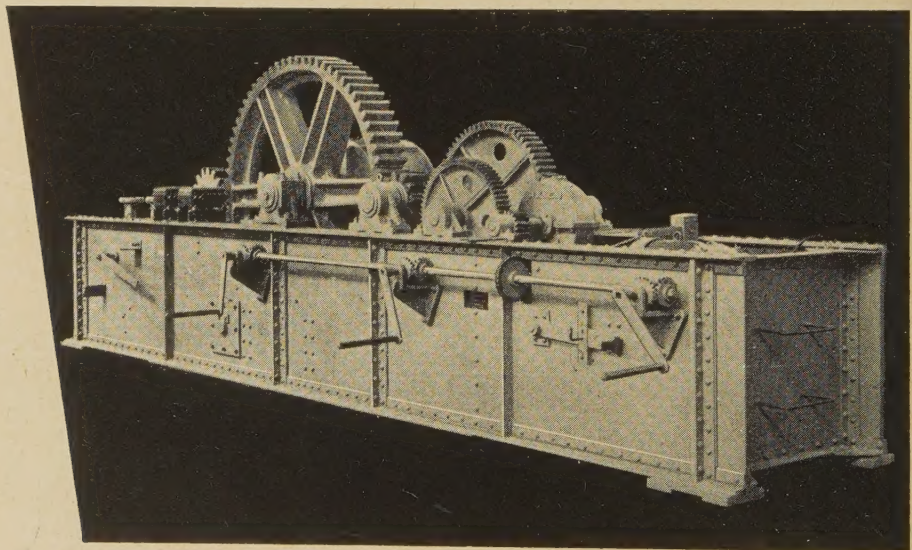




Walze für Wehranlage Marktbreit
L. W. = 25 m – Bauhöhe = 4,15 m

VOLLSTÄNDIGE STAHL-WASSERBAUANLAGEN

Walzenantriebe für Wehranlage
Goßmannsdorf
L. W. = 30 m – Bauhöhe = 4,7 m



FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Die Rurbrücke bei Linnich.

Von Ministerialrat O. Berr, und Dipl.-Ing. R. Marx, Düsseldorf.

A. Allgemeines.

Im Zuge der Bundesstraße 57 Aachen—Krefeld—Kleve liegt etwa 26 km nordöstlich Aachen die Stadt Linnich. Schon jahrelang war die auf engen Straßen und in scharfen Kurven durch den Stadtkern führende Bundesstraße 57 dem Verkehr nicht mehr gewachsen, so daß bereits vor Beginn des 2. Weltkrieges mit dem Bau einer Umgehungsstraße begonnen wurde, die an der Abzweigung der Landstraße I. Ordnung 253 westlich Linnich beginnt, fast geradlinig nordwestlich der Stadt Linnich verläuft und kurz

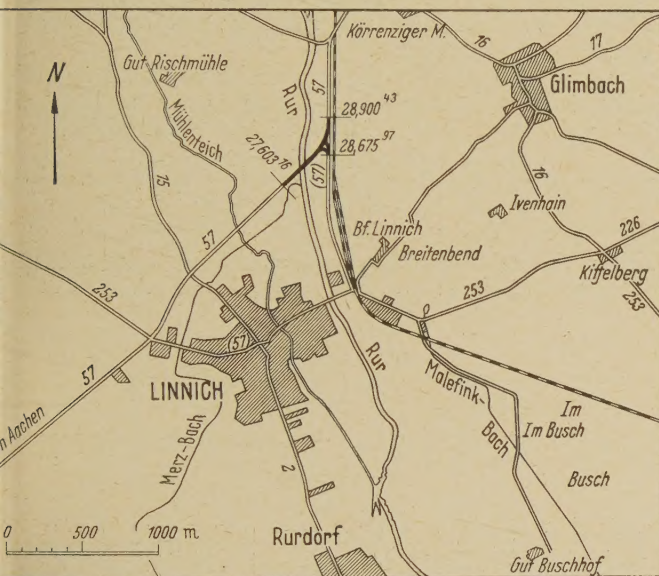


Abb. 1. Lageplan.

vor der Einmündung in die alte Bundesstraße 57 die Rur überquert (Abb. 1).

Der Ausbruch des 2. Weltkrieges verhinderte die Fertigstellung der Arbeiten, im besonderen den Bau der neuen Rurbrücke. Noch wurde zwar 1940 aus militärischen Gründen im Zuge der Umgehungsstraße eine hölzerne Behelfsbrücke aus Holzjochen mit aufgelegten I-Trägern und Holzbohlenbelag außerhalb der eigentlichen Straßenachse erstellt und durch Rampen an die bereits fertiggestellte Straße angeschlossen. Sie fiel jedoch wie viele andere Brücken dem Kriegsgeschehen zum Opfer. Da aber auch die im Zuge der alten Bundesstraße liegende Rurbrücke zerstört worden war, wurde noch während der Kriegshandlungen abermals eine Behelfsbrücke, diesmal durch Besatzungstruppen im Zuge der Umgehungsstraße errichtet. Sofort nach Wiederherstellung der Brücke im Zuge der alten Bundesstraße mußte sie jedoch wegen Baufälligkeit für jeden Verkehr gesperrt werden (Abb. 2).

Mit Rücksicht auf die Vielzahl der zerstörten Brücken mußte der Bau einer endgültigen Brücke im Zuge der Umgehungsstraße über die Rur immer wieder zurückgestellt werden, bis das weitere Anwachsen des Kraftwagenverkehrs aus dem Grenzland zum Ruhrgebiet und die Steigerung des internationalen Durchgangsverkehrs aus den westlichen Nachbarländern die Straßenbauverwaltung veranlaßten, das Bauwerk in die Planung aufzunehmen.

Durch die Straßenbauverwaltung selbst wurden mehrere Vorentwürfe mit einer Ausführung als Plattenbalken beginnend über den Entwurf einer Vollplatte bis zum Entwurf mit einem vorgespannten Stahlbetonüberbau untersucht. Nach Abschluß der Vorarbeiten wurde der nunmehr folgenden Ausschreibung als Verwaltungsentwurf eine Balkenbrücke über drei Öffnungen mit zwei Hauptträgern in Stahlbeton zugrundegelegt. Da diese Ausführung eine verhältnismäßig große Bauhöhe und damit starke Anrampungen erforderte, wurden bei der Ausschreibung Sonderangebote zugelassen in der Erwartung, daß sich bei der Ausschreibung hierdurch neue und zweckentsprechendere Vorschläge ergeben würden.

Von den sieben zur Angebotsabgabe aufgeforderten Firmen wurden insgesamt fünf Sonderangebote abgegeben. Nach eingehender Prüfung wurde der Sonderentwurf der Firma Hochtief AG., vorm Gebr. Helfmann, Essen, gewählt, der als Überbau eine über drei Felder durchlaufende Trägerrost-Hohlplattenkonstruktion mit parabolischen Vouten vorsah. Der Entwurf entsprach im übrigen den Forderungen der vorgeschriebenen äußeren Abmessungen, und zwar Stützweiten 22,65 + 36,03 + 22,65 m aus wasserbaulichen Gründen, Fahrbahnbreite 7,50 m + Gehwege 2 · 1,75 m + Gesimsüberstand 2 · 0,20 m = Gesamtbreite 11,40 m (Abb. 3 u. 4) aus straßenbautechnischen Gründen. Die Bauhöhe von nur 1,407 m war als außerordentlich niedrig zu betrachten.

B. Pfeiler und Widerlager.

Als Baugrund unter Gründungssohle wurde durch Bohrung eine Schicht Fein- und Mittelsand von großer Mächtigkeit festgestellt. Im ersten Entwurf der Pfeiler und Widerlager war eine Brunnengründung vorgesehen. Infolge des während der Bauzeit der Brunnen zu erwartenden Frühjahrshochwassers mit plötzlichen und hohen Flutwellen bestand jedoch eine erhebliche Gefahr der Unterspülung, so daß diese Gründung zu Gunsten einer Pfahlrostgründung aufgegeben wurde. Als Pfähle wurden

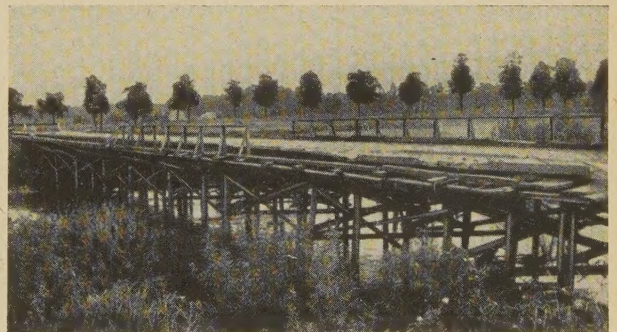


Abb. 2. Behelfsbrücke, von der Besatzungstruppe erbaut.

Mannesmannrohre mit einem Durchmesser von $d = 42$ cm und einer Länge bis zu 10,00 m verwendet. Diese wurden offen geschlagen, dann bis auf etwa 2 m über Spitze ausgebohrt und nach Einbringen einer Säulenbewehrung unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement ausbetoniert. Nach dem Betonieren wurden die Pfähle nachgeschlagen, wodurch eine weitere zusätzliche Verdichtung des Baugrundes und damit eine höhere Tragfähigkeit er-

Schnitt A-B

Ansicht

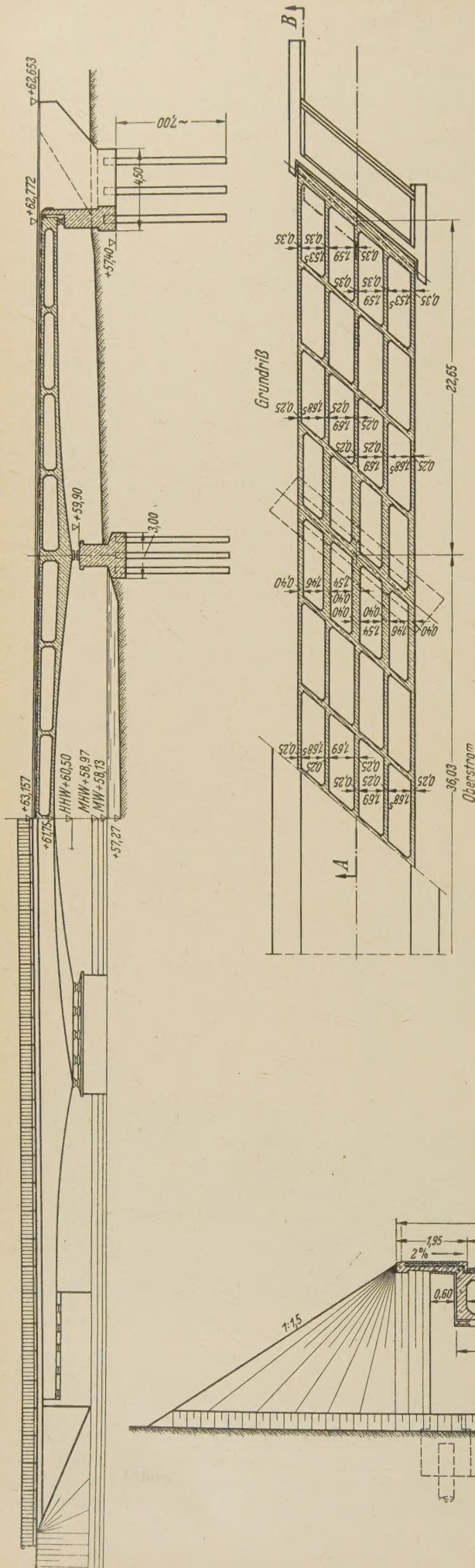


Abb. 3. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß.

reicht wurde. Die Anordnung der Pfähle unter den Pfeilern geht aus Abb. 5 hervor.

Die Tragfähigkeit dieser Pfähle wurde durch Probelastung ermittelt, welche in fünf Stufen durchgeführt wurde. Die Setzungen wurden am Pfahlkopf mit einer Meßuhr (Genauigkeit 0,01 mm) gemessen.

Stufe I: Belastung von 22 t wurde 5 Minuten gehalten, dann Erhöhung auf 44 t, anschließend Entlastung. Die Belastung von 44 t entspricht etwa der ständigen Last + halber Verkehrslast.

Stufe II: Die Belastung von 44 t wurde erneut aufgebracht und 4 Minuten gehalten, anschließend Steigerung der Belastung auf 80 t. Diese Belastung wurde 10 Minuten gehalten, weiterhin Erhöhung der Belastung auf 100 t und Entlastung.

Stufe III: Erneute Belastung auf 80 t wurde 10 Minuten gehalten, anschließend auf 134 t erhöht.

Stufe IV: Der Pressenhub in der Endstellung der Stufe III blieb 26 Minuten bestehen. In dieser Zeit sank die Belastung von 134 t auf 20 t.

Stufe V: Von 20 t ausgehend wurde die Belastung auf 140 t erhöht und anschließend entlastet. Eine weitere Erhöhung der Last war mit Rücksicht auf die Versuchseinrichtung nicht möglich.

Die Meßergebnisse der Probelastung sind in nachstehendem Belastungsprotokoll eingetragen und in der Abb. 6 festgelegt (vergl. Schenk: Der Rammpfahl).

Protokoll der Probelastung.

Nr. d. graphischen Darstellung	Zeit Std.	Belastg. t	Setzung S mm	bleib. Setzg. Sbl.	Sbl.	S - Sbl.
0	1053	—	—	—	—	—
1	—57	—	—	—	—	—
2	1102	22	0,31	—	—	—
3	—03	44	0,61	—	—	—
	—05	—	0,07	0,07	—	—
3	1107	—	0,07	—	—	—
4	—12	22	0,32	—	—	—
5	—13	44	0,66	—	—	—
	—17	—	—	—	—	—
6	—20	80	1,57	—	—	—
	—30	—	—	—	—	—
7	—33	100	2,21	—	—	2,14
8	—34	—	0,29	0,22	0,29	0,22
8	—35	—	0,29	—	—	—
9	—42	80	1,76	—	—	1,47
	—52	—	—	—	—	—
10	—	120	3,92	—	—	3,63
11	1200	134	6,82	—	—	6,53
12	1226	20	5,00	4,71	5,00	4,71
12	1232	20	5,00	—	—	—
13	—41	140	12,50	—	—	7,50
14	—45	—	9,00	4,00	9,00	4,00

Widerlagsmauer
Schnitt durch den Überbau vor dem Widerlager

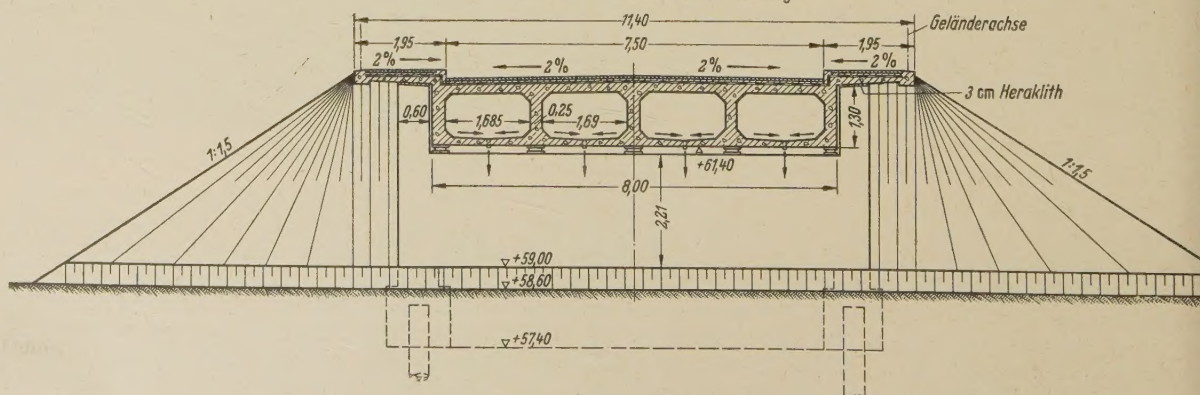


Abb. 4. Querschnitt.

Die sog. Proportionalitätsgrenze, d. h. die Laststufe, bei der die bleibenden Setzungen des Bodens stärker anwachsen, liegt bei 120 t, während die „Bruchlast“ etwa bei 140 t liegt. Bei dieser Laststufe begann das Versinken des Pfahles.

Die zulässige Pfahlbelastung beträgt also entsprechend den DIN 1054 — § 5 B 14

$$P_{zul} = 2/5 \cdot 140 = 56 \text{ t.}$$

Die größte Pfahlbelastung aus Haupt- und Zusatzkräften war in der statischen Berechnung mit

$$P_{max} = 51,4 \text{ t}$$

nachgewiesen, während die Gebrauchslast bei

$$P = 44 \text{ t}$$

liegt. Die Gebrauchslast liegt also wesentlich, die max. Pfahllast noch 5 t unter der zulässigen.

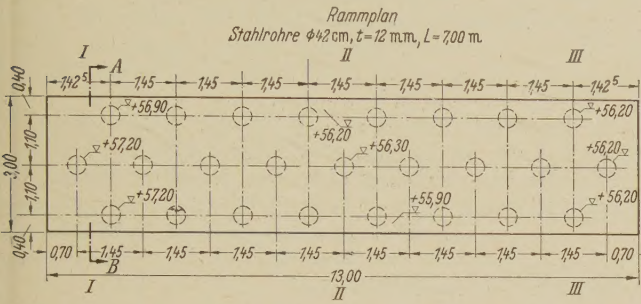


Abb. 5. Pfahlgründung der Zwischenpfeiler.

Die mittlere Beanspruchung der Gründungsfläche des Rostes in Höhe der Pfahlspitzen ergibt sich mit dem in der statischen Berechnung ermittelten größten Auflagerdruck von

$$A_{max} = 1098,3 \text{ t}$$

und $F = 13,0 \cdot 3 \cdot 1,10 = 43 \text{ m}^2$ (nach DIN 1054)

$$\sigma_{max} = 1098,3/43 = 25,5 \text{ t/m}^2 = 2,55 \text{ kg/cm}^2.$$

Unter Berücksichtigung einer Überschüttung von 8,0 m ist

$$\begin{aligned} \sigma_{zul} &= 2,0 + 8,0 (0,18 - 0,10) \\ &= 2,0 + 0,65 = 2,65 \text{ kg/cm}^2 > 2,55 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Aus dem Protokoll der Probelastung gehen die Setzungen eines Pfahles bei den einzelnen Belastungen hervor. Die Setzungen des geramnten Pfahlrostes sind aber größer als die eines Einzelpfahles. Die zu erwartende Größenordnung der Pfahlrostsetzung bei Gebrauchslast von 44 t wurde mit genügender Genauigkeit nach einer Gleichung für den elastischen Halbraum von Boussinesq unter Verwertung der durch die Probelastung ermittelten Setzung des Einzelpfahles errechnet. Sie ergab sich zu

$$s = 0,16 \text{ cm,}$$

während der Einzelpfahl bei der gleichen Belastung eine solche von

$$s = 0,061 \text{ cm}$$

aufwies.

Treten ungleichmäßige Setzungen von Pfeilern und Widerlagern ein, so wirken diese sich auf den Überbau, der zweifach statisch unbestimmt ist, aus. Die hierdurch in dem Überbau zu erwartenden Momente müssen von diesem ohne wesentliche Überbeanspruchung der einzelnen Bauteile aufgenommen werden. In einer weiteren Untersuchung wurde daher die Größe der ungleichmäßigen Setzung eines Pfahlrostes ermittelt, die eintreten darf, wenn eine hierdurch hervorgerufene Erhöhung der Momente um 10 % als noch zulässig erachtet wird. Diese Rechnung ergab, daß bezügl. der Feldmomente eine relative Setzung der Pfeiler gegenüber den Widerlagern um

$$s = 1,54 \text{ cm}$$

erfolgen darf. Das ist rd. das Zehnfache des oben ermittelten Betrages für die Pfahlrostsetzung unter Gebrauchslast.

Die Sicherheit gegen Setzungen ist also als unbedingt ausreichend anzusehen, um so mehr, als nach Professor Ohde bei dem vorhandenen sandigen Baugrund nur mit unwesentlichen zeitlichen Setzungsnachwirkungen zu rechnen ist.

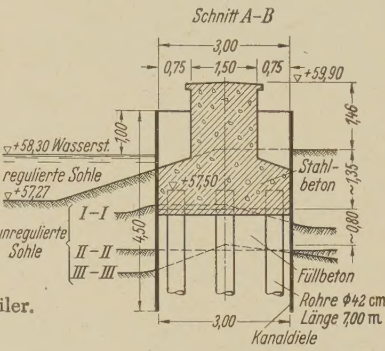
Gerammt wurden für

d. Widerlager Ost: 12 Pf. m. Rohrlängen v. 6,00—7,40 m
d. Strompfeiler Ost: 25 Pf. m. Rohrlängen v. 6,80—10,10 m
d. Strompf. West: 25 Pf. m. Rohrlängen v. 6,30—10,50 m
d. Widerlager West: 12 Pf. m. Rohrlängen v. 6,50—7,40 m
Insgesamt wurden 587,05 lfdm Rohre geschlagen.

Die Widerlager und Flügelmauern sind in einer Stärke von 1,20 m bzw. 0,75 m aus Stampfbeton B 160 hochgeführt worden, wobei die Pfeilerköpfe 0,80 m hoch in die Fundamentplatten einbinden (Abb. 5). Die Auflagerkräfte werden an den Widerlagern durch eine Auflagerbank aus

Stahlbeton B 225 aufgenommen. Die beiderseitigen Flügelmauern sind gegen seitliches Ausweichen durch Zuganker aus Stahlbeton in einer Stärke von 0,40 · 0,50 m einschl. dachförmiger Abschrägung gesichert,

Die Ausführung der Widerlager und Flügelmauern bot im übrigen keine Besonderheiten.



C. Der Überbau.

Als Querschnitt des in einem beiderseitigen Längsgefälle von 1,5 % liegenden und mit einem Ausrundungshalbmesser von 2000 m versehenen Überbaues wurde ein fünfsteiger, allseitig geschlossener Kastenquerschnitt gewählt, dessen Einzelquerschnitte, sowohl die der Stege als auch die der oberen und unteren Platte, nach den Mittelauftragern zu stetig anwachsen. In jeder Öffnung sind drei Querträger in den Viertelpunkten in gleicher Bau-

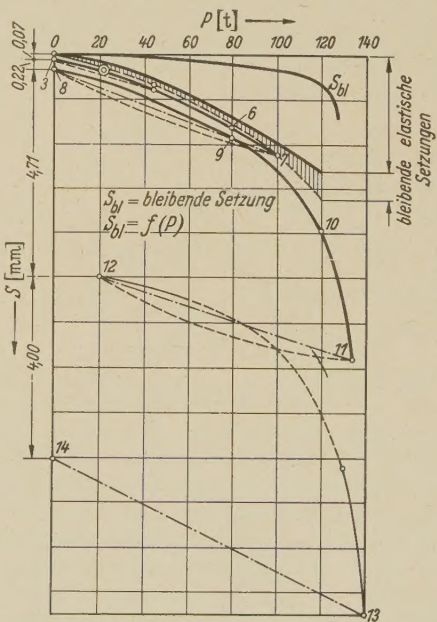


Abb. 6. Schaubild der Meßergebnisse der Probelastung.

höhe und doppelter Breite der Stege angeordnet, so daß diese infolge ihrer gegenüber den Stegen geringen Stützweite eine außerordentlich hohe Steifigkeit aufweisen.

Da eine strenge Berechnung dieses Systems mit einem tragbaren Rechenaufwand derzeit nicht möglich ist, mußte ein brauchbares Näherungsverfahren entwickelt werden,

welches gestattet, das Kräftespiel in dem vorliegenden Tragwerk mit einer Genauigkeit zu erfassen, die eine ausreichende Sicherheit für die Bemessung der einzelnen Bauteile gewährleistet.

Belastet man zur Feststellung des Kräftespieles innerhalb des geschlossenen Querschnittes die Hohlplatte mit einer außermittig angreifenden Kraft P nach Abb. 7 a, so kann man die Wirkungsweise eines derartigen Systems klar erkennen. Die außermittig angreifende Kraft P kann durch eine mittig angreifende Kraft gleicher Größe und ein um den Schwerpunkt S wirkendes Torsionsmoment $M_t = P \cdot e$ ersetzt werden (Abb. 7 b).

Die Wirkungsweise des Systems ist aber in hohem Maße abhängig von dem Grade der Mitwirkung der oberen und unteren Platte. Wirken beide an der Aufnahme der Last P überhaupt nicht oder nur unwesentlich mit, dann muß das Torsionsmoment M_t ganz oder vorwiegend durch den Biege widerstand der Stege aufgenommen und nach den Auflagern weitergeleitet werden, d. h., das System wirkt als Trägerrost und jeder Steg nimmt einen ungleich großen Anteil der Last P auf (Abb. 7 c). Dies wird dann

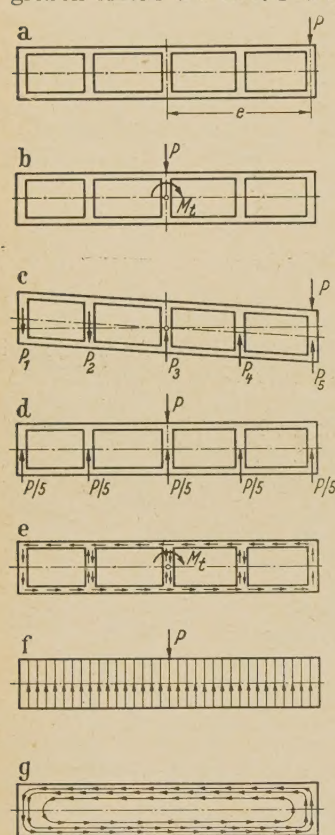


Abb. 7. Kräfteverlauf der Hohlplatte.

der Fall sein, wenn der Kastenquerschnitt, der durch die obere und untere Platte sowie durch die beiden äußeren Stege gebildet wird, infolge seiner baulichen Anordnung nicht oder nur in geringem Maße in der Lage ist, ein Torsionsmoment M_t zu übertragen. Ist derselbe aber drehsteif ausgebildet, dann ruft das Torsionsmoment M_t einen

Schubfluß nach Abb. 8 e in den Stegen und Platten hervor. Wird das Tragwerk in seiner Längsachse an einer Ausdehnung nicht behindert, so treten in dem geschlossenen Querschnitt keine wesentlichen Wölbkräfte, d. h., also auch keine wesentlichen Längsspannungen auf. Das Verdrehmoment M_t wird also weitgehend durch Schubkräfte in die Auflager geleitet. Aus der Abb. 8 e geht außerdem hervor, daß die inneren Stege zur Aufnahme des Torsionsmomentes M_t nur einen sehr geringen Beitrag liefern, der Schubfluß beansprucht überwiegend die obere und untere

Platte, sowie die äußeren Stege. Die neben dem Verdrehmoment M_t vorhandene mittig angreifende Kraft P verteilt sich, da alle Stege in gleichem Querschnitt ausgeführt sind, etwa zu gleichen Anteilen $P/5$ auf diese (Abb. 7 d). Vergleicht man die Wirkungsweise der Hohlplatte mit derjenigen einer homogenen Platte, die man als Hohlplatte mit vielen Stegen ansehen kann, so wird man feststellen, daß zwischen beiden eine gute Übereinstimmung besteht. Abb. 7 f zeigt die Lastverteilung infolge einer mittig angreifenden Kraft P ; in Abb. 7 g ist der Schubfluß infolge des Torsionsmomentes M_t dargestellt. Dieser wirkt sich ebenfalls in der Hauptsache an der äußeren Begrenzung des Querschnittes aus, während der Anteil der Schubspannungen im Inneren des Querschnittes an der Aufnahme des Torsionsmomentes M_t von geringerer Bedeutung ist.

Die gute Übereinstimmung im statischen Verhalten der Hohlplatte mit der Vollplatte ist auch durch den Versuch erwiesen. Versuche von Olsen und in jüngster Zeit von Pirlet haben gezeigt, daß die Wirkungsweise der Hohlplatte praktisch gleich derjenigen der isotropen Platte ist.

Auf Grund dieser Übereinstimmung in der Wirkungsweise beider Systeme liegt es nahe, die Berechnungsverfahren der isotropen Platte sinngemäß auf die Hohlplatte anzuwenden. Dies ist in vorliegendem Falle geschehen. Der Berechnung wurde das von Olsen und Reinitz huber angegebene Nullpunktverfahren für durchlaufende, rechtwinklige Platten zugrunde gelegt. Hiernach wird das Tragwerk zunächst als durchlaufender Träger unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente durchgerechnet. Sowohl für die Momente aus Eigengewicht als auch für die ungünstigsten Stellungen der Verkehrslast ergeben sich Momentennullpunkte, zwischen denen das Tragwerk als zweiseitig gelagerte Platte aufgefaßt werden kann. Mit den entsprechenden Laststellungen auf diesem System können die Beanspruchungen am Plattenrand und in Plattenmitte ermittelt werden. Die Schiefe der zweiseitig gelagerten Platte muß nach den Ergebnissen von Vogt dadurch berücksichtigt werden, daß die Momente M_x in der Längsrichtung oben, die Momente M_y in der Querrichtung der Platte, jedoch mit Berücksichtigung einer Querdehnungszahl $= 1/6$ ermittelt werden und das Moment $M_{y \max}$ durch einen Zuschlag auf das 1,5fache seines errechneten Wertes erhöht wird.

Die Stützmomente müssen mit Hilfe der Einflußlinie für den Durchlaufträger mit veränderlichem Trägheitsmoment errechnet werden. Als Stützmomente sind die Balkenmomente zu verstehen, die um den prozentualen Anteil erhöht sind, um welchen die Feldmomente der Platte höher liegen als die des Balkens.

Besondere Schwierigkeiten bei der statischen Berechnung der durchlaufenden Trägerplatte lagen im vorliegenden Falle darin, daß die Brücke 50° linksschief ist. Die statischen Probleme wurden jedoch in Zusammenarbeit mit Herrn Prof. Pirlet, Köln, der sich durch Forschungsarbeiten über die Berechnung von Trägerrosthohlplatten bereits sehr verdient gemacht hat, gelöst.

Es wäre also noch der Nachweis dafür zu erbringen, daß die Momentennullpunkte der schiefen Platte eine genügende Übereinstimmung mit denen eines durchlaufenden Trägers bei gleichen statischen Verhältnissen aufweisen, um die Anwendung dieses Näherungsverfahrens zu rechtfertigen.

Die Momente einer schiefwinkligen durchlaufenden Platte lassen sich nach einem von Vogt¹ angegebenen Verfahren errechnen. Dieses Verfahren ergibt jedoch die Momente M_x und M_y für Koordinaten, die parallel bzw. senkrecht zu den Auflagerlinien verlaufen. Zur Veranschaulichung eines eindeutigen Vergleiches mit dem M_x -Momentenverlauf eines durchlaufenden Trägers bzw. einer durchlaufenden rechteckigen Platte ist jedoch erwünscht, den Verlauf dieser Momente in Längsrichtung der Platte und senkrecht hierzu zu erhalten. Dies ist in einfacher Weise durch eine Koordinatentransformation möglich (Abb. 8).

In der vorstehenden Figur ist der Verlauf der Momente, die auf die vorgeschriebene Art ermittelt wurden, für eine Platte mit einer Schiefe von 60° , einem Seitenverhältnis $1:a=1$ und einer Belastung $p=\text{const.}$, dargestellt. Die Lage der Momentennullpunkte ist durch ihre Verbindungslinie hervorgehoben. Die Krümmung dieser Linie folgt aus der Bedingung, daß die Tangente am freien Rande senkrecht zur Längsrichtung der Platte stehen muß, während sie in Plattenmitte parallel zur Auflagerlinie verläuft. Wie man ersieht, sind diese an den stumpfen Ecken nach dem Auflager hin und an den spitzen Ecken von dem

¹ Voigt: Beitrag zur Berechnung schiefwinkliger Platten, Diss. TH. Hannover 1939.

Auflager ab gegeneinander versetzt. Der Abstand zweier Nullpunkte voneinander ist jedoch über die gesamte Breite der Platte gleich und beträgt in seiner Längsrichtung $e = 0,58 l$.

Der Nullpunkt Abstand eines durchlaufenden Trägers unter gleichen statischen Verhältnissen ist genau $e = 0,5774 l$.

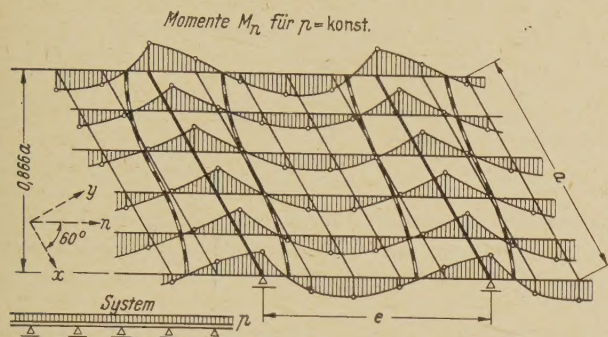


Abb. 8. Darstellung der Momente.

Die erforderliche Übereinstimmung in der Lage der Nullpunkte beider Systeme ist also vorhanden und die Berechnung der schiefwinkligen durchlaufenden Platte ist, wie oben beschrieben, durchführbar.

Die Feld- und Stützmomente der beiderseits elastisch eingespannten Fahrbahnplatte sind nach Bittner und

kastenskonstruktion als Platte im Sinne einer strengen Elastizitätstheorie angesehen werden kann, wurden als zulässige Spannungen $\sigma_b/5_e = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ anerkannt.

Bei der Empfindlichkeit des Überbaues wurde auf ein gut konstruiertes Lehrgerüst besonderer Wert gelegt.

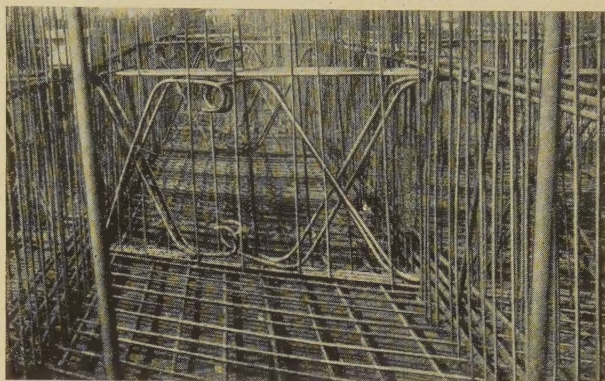


Abb. 9. Bewehrung des Hohlkastens.

Die Bauausführung erfolgte derart, daß zunächst die untere Schale, jedoch ohne die Außenstege durchgehend betoniert wurde. Hierdurch wurde eine Arbeitsfuge in den Brückenansichten vermieden. Bereits vor dem Betonieren war auch die Stegbewehrung eingebracht worden (Abb. 9), so daß unmittelbar nach dem Betonieren der unteren Platte

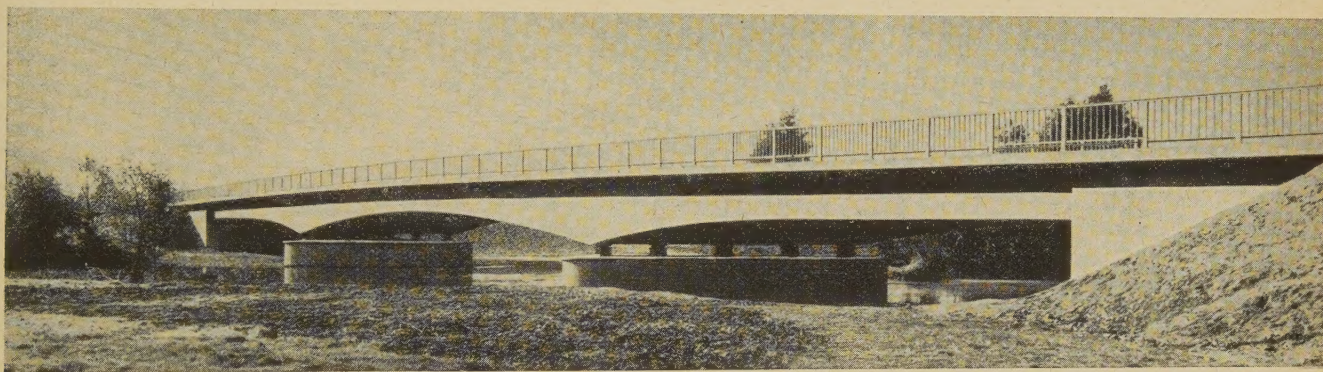


Abb. 10. Die fertige Brücke.

Haeussler¹ ermittelt, und zwar sind nach Bittner die Mittenmomente und nach Haeussler die Stützmomente errechnet.

Der Überbau ist in Stahlbeton B 300 ausgeführt. Als Bewehrung wurde Betonstahl II verwandt. Da die Hohl-

¹ Haeussler: Beitrag zur Berechnung von Einflußflächen umfangsgelagerter Platten, Diss. TH Hannover 1950.

die seitlich der Baustelle gezimmerten Hohlkästen eingesetzt werden konnten. Es folgte das Verlegen der Bewehrung der oberen Platte und anschließend das Betonieren der Stege und oberen Platte

Das Bauwerk (Abb. 10) wurde in einer Bauzeit von knapp 10 Monaten erstellt. Die Baukosten betrugen rd. 560 000 DM.

Betongefüllte Rohrmaste für Starkstrom-Freileitungen.

Von Wilhelm Taenzer, Bad Oeynhausen.

Es sind nachstehend betongefüllte Rohrmaste dargestellt, und zwar handelt es sich um Rohrmaste, die von der Firma Deutsche Mannesmannröhren-Werke AG., Düsseldorf, entwickelt worden sind.

Diese Rohrmast-Bauweise hat in Deutschland Eingang gefunden, nachdem die grundlegenden Einzelheiten in sorgfältiger Vorbereitung und Forschung von der Motor-Columbus AG., Baden (Schweiz), ermittelt und bereits in jahrelangem Betrieb in der Schweiz erprobt worden sind.

Bei dieser Konstruktion werden die durchlaufenden Rohre der Eckstiele nach Montage der Maste mit Beton von hoher Güte (B 300) ausgefüllt, während die Rohre der Wandglieder an ihren Enden zugekumpelt und durch besondere Anschlußteile mit den Eckstielrohren verbunden

werden. Letztere werden an den Enden der Mastschüsse durch Schraubstöße (Überwurfmutter) miteinander verbunden, so daß eine durchlaufende Röhre für die Betonierung auf der ganzen Mastlänge entsteht.

Die Verbundwirkung des Betonkernes mit dem Stahlmantel wird nur bei der Bemessung der Druckstäbe berücksichtigt, dagegen werden die Zugstäbe für den erforderlichen Querschnitt des Stahlrohres bemessen. Es ist einleuchtend, daß der Füllbeton in den Rohren eine gute Betondichte erhalten muß. Dies wird erreicht durch ein besonderes Rüttelverfahren, wobei der Füllvorgang durch Abklopfen der Rohre genau verfolgt werden kann. Ebenso wichtig ist bei den übrigen Stäben, die nicht mit Beton gefüllt werden, das dichte Zukumpeln an den Enden der

Rohre sowie das Anschweißen der Anschlußteile. Dies wird in einwandfreier Weise in der Werkstatt auf Spezialmaschinen erreicht.

Betongefüllte Rohrmaste werden mit besonderem Vorteil gewählt für Leitungsstrecken von 110 kV-Übertragungsspannung und darüber, wobei mit großen Spannweiten gerechnet werden kann. Die hohe Knickfestigkeit der betongefüllten Rohre ergibt große Knicklängen der Druckstäbe, so daß ein weitmaschiges Fachwerk entsteht, wobei die Verbundwirkung voll zur Geltung kommt.

So betragen z. B. für einen Abspannmast einer 220 kV-Leitung die Stabkräfte im Unterteil der Eckstiele: $+S = 38,5 \text{ t}$ und $-S = 47,9 \text{ t}$. Gewählt ein Stahlrohr St 55.29 von 171 mm ϕ und 4,5 mm Wandstärke mit Betonfüllung. Hierfür ergeben sich bei einer Knicklänge von 4,70 m folgende Werte:

$$\begin{aligned} \text{Stahlrohrquerschnitt } F_e &= 23,5 \text{ cm}^2, \\ \text{Betonquerschnitt } F_b &= 206 \text{ cm}^2, \\ \text{Trägheitsmoment } J_e &= 816 \text{ cm}^4, \\ J_b &= 3370 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

$$\text{Verhältniszahl } n = E_e/E_b = 10;$$

$$F_{id} = F_e + F_b/n = 23,5 + 206/10 = 44,1 \text{ cm}^2;$$

$$J_{id} = J_e + J_b/n = 816 + 3370/10 = 1153 \text{ cm}^4;$$

$$\text{Trägheitshalbmesser } i_{id} = \sqrt{\frac{J_{id}}{F_{id}}} = \sqrt{\frac{1153}{44,1}} = 5,12 \text{ cm};$$

$$\lambda = 470/5,12 = 92;$$

$$\text{Knickzahl } \omega = 2,14; \quad \sigma_K = \frac{2,14 \cdot 47,9}{44,1} = 2,32 \text{ t/cm}^2;$$

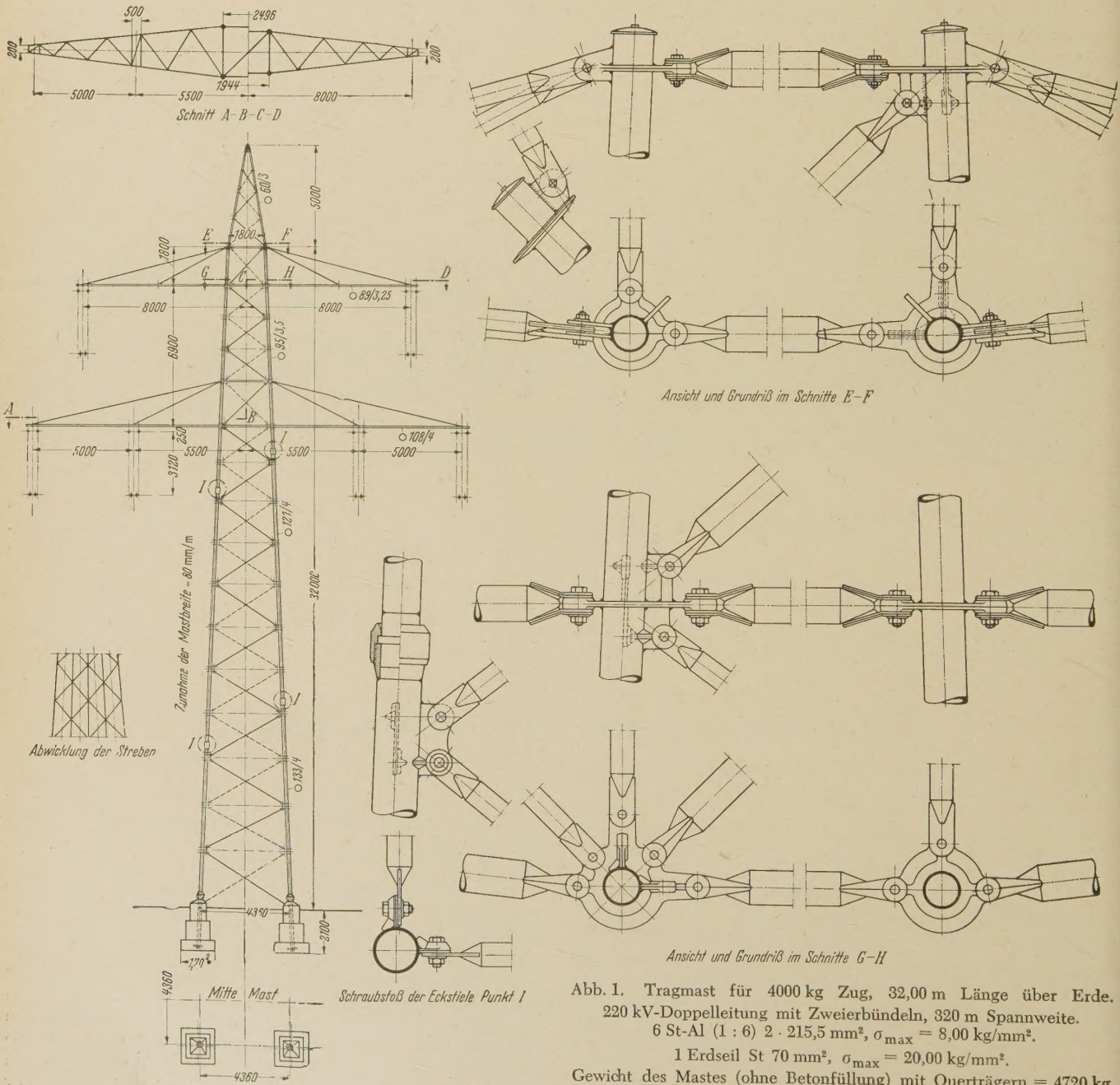
$$\sigma_Z = 38,5/23,5 = 1,64 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul. } = 2,40 \text{ t/cm}^2\text{)}.$$

Für diesen Druckstab wäre ein Winkelstahl L 160 · 160 · 15 St 52 erforderlich mit

$$F = 46,1 \text{ cm}^2; \quad \lambda = \frac{470}{4,88} = 97; \quad \omega = 2,38; \quad \sigma_K = \frac{2,38 \cdot 47,9}{46,1} = 2,47 \text{ t/cm}^2.$$

Das Gewicht beträgt 36,2 kg/m, während das Stahlrohr nur 18,5 kg/m wiegt. Im gleichen Verhältnis und darüber liegt die Stahlersparnis des ganzen Rohrmastes gegenüber Masten aus Winkelstahl.

Fundierung. Infolge der großen Mastspreizung wird unter jedem Eckstiel ein Einzelfundament angeordnet. Sie



werden berechnet nach den Regeln der Erddrucktheorie, und zwar für $\approx 1,5$ fache Sicherheit gegen merkliches Schiefstellen des Mastes und 3- bis 4fache Sicherheit gegen

Kippen. Hierbei wird die Erdreibung aus dem passiven Erdwiderstand in Rechnung gestellt. Es beträgt z. B. die Betonmenge für ein Einzelfundament des oben erwähnten Abspannmastes = $10,4 \text{ m}^3$ und der Erdaushub für die Fundamentgrube = $22,0 \text{ m}^3$. Die Werte für die Stand-sicherheit gründen sich meist auf Erfahrungen, die bei vielen ausgeführten Fundamenten gesammelt wurden. Die Abmessungen des Fundamentes zeigt Abb. 2.

Montage. Die Montage dieser Rohrmaste kann infolge der vollständigen Zerlegbarkeit auf verschiedene Art ausgeführt werden. Einmal kann der Mast am Boden liegend einschl. Querträger und Spitze vollständig zusammengeschaubt werden, um als Ganzes mittels zweier Kippgelenke auf die vorher einbetonierten Fundamentrohre aufgerichtet zu werden. Weiterhin lassen sich diese Maste auch in der Art, wie bei Winkelstahlmasten üblich, schußweise aufstocken. Sodann ist auch die Ausführung der Senkrechtmontage mit Zusammenschrauben sämtlicher Stahlteile ohne weiteres möglich. Diese Art der Montage eignet sich vor allem in hügeligem Gelände und überall dort, wo zur Bodenmontage wenig Platz zur Verfügung steht.

Wirtschaftlichkeit. Zur wichtigen Frage der Wirtschaftlichkeit ist zu sagen, daß bei Gestängen für starke Belastung die Rohrmastbauweise vorteilhaft angewendet wird. Aber auch schon bei Leistungstrecken für 100 kV-Spannung ergeben sich besonders in der Unterhaltung (Anstrich) gewisse Vorteile gegenüber den Masten aus Profilstahl. Als besonders gutes Beispiel für die Bewährung der betongefüllten Rohrmaste in ihrer leichten und eleganten Bauart sei die 146 km lange Alpenleitung der Süd-Nord-Verbindung Riazino—Lavorgo—Amsteg—Mettlen erwähnt. Diese Hochgebirgsleitung überkreuzt an zwei Stellen die Alpenkette in 2400 bzw. 2500 m Höhe ü. M. Die Rohrmaste wurden hier in einzelne Teile zerlegt und mittels provisorischer Seilbahnen an die Standorte transportiert, was recht hohe Anforderungen an die Geschicklichkeit der Monteure stellte. Denn es wurden durchweg Tragmaste von 26 bis 67 m und Abspannmaste von 24 bis 60 m Höhe über Erde in meist steilem Berggelände aufgestellt. An besonders steilen Hängen ergaben sich Längenunterschiede der Eckstiele an gleichem Mast bis zu 13 m.

Die Leitung dient zur Überführung der Energie aus dem Tessin über den Lukmanierpaß nach der Nordschweiz zum Unterwerk Mettlen bei Luzern. Sie ist für 380 kV-Spannung bemessen und im Auftrage der Aare-Tessin AG., Olten, von der Motor-Columbus AG., Baden (Schweiz), in den Jahren 1947 bis 1951 in vorbildlicher Weise ausgeführt worden.

Auf Abb. 1 und 2 sind betongefüllte Trag- und Abspannmaste einer in den Jahren 1952 und 1953 gebauten 220 kV-Leitung dargestellt. Aus den Zeichnungen sind alle wissenswerten Einzelheiten der Konstruktion und Fundierung zu ersehen. Diese Maste stehen auf der 55 km langen Strecke Bierde—Gütersloh, sie sind ausgeführt von der Firma Deutsche Mannesmannröhren-Werke AG., Düsseldorf.

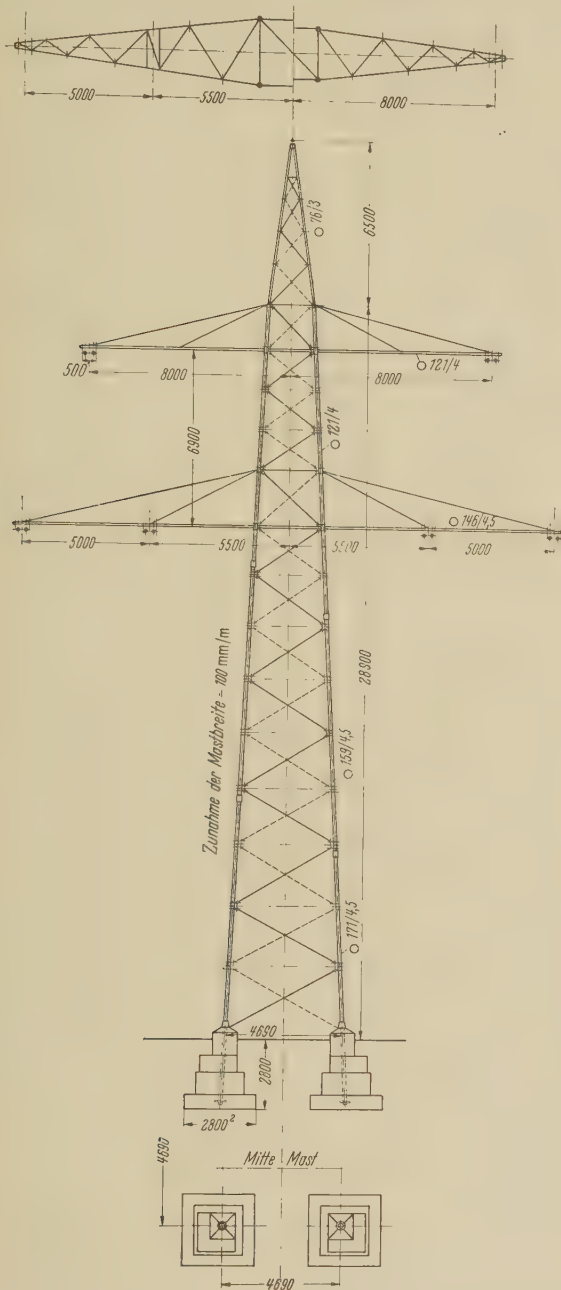


Abb. 2. 160°-Winkelpunkt-Abspannmast für 17 320 kg Zug, 28,99 m Länge über Erde.
220 kV-Doppelleitung mit Zweierbündeln, 320 m Spannweite.
6 St-Al (1 : 6) 2 · 215,5 mm², $\sigma_{\max} = 8,00 \text{ kg/mm}^2$.
1 Erdseil St 70 mm², $\sigma_{\max} = 20,00 \text{ kg/mm}^2$.
Gewicht des Mastes (ohne Betonfüllung) mit Querträgern $\approx 6900 \text{ kg}$.

Feinsandklassierung im Betonlaboratorium.

Von Dr. Theodor Eder, Wien.

Einführung.

Wenn es die moderne Sieb- und Schlämntechnik auch ermöglicht, an der Baustelle aus jeder natürlichen Kornzusammensetzung eine gewünschte Sieblinie der Zuschlagstoffe zu erreichen, wird es heute niemand mehr in den Sinn kommen, sich bei Massenbetonherstellung mit einem „allgemeinen Betonrezept“ zu begnügen.

Außer der stets schwankenden chemischen und mineralogischen Zusammensetzung der Zuschlagstoffe gibt es noch

sehr wesentliche Gründe gegen ein allgemeingültiges Betonrezept:

1. Die Kornform, welche die Rüttelfähigkeit beeinflusst, kann nicht tabelliert werden.

2. Im besonderen Maße beeinflussen die jeweiligen Anteile sperrigen Glimmers in den einzelnen Kornfraktionen die Verarbeitbarkeit des Betons. O. Graf hat gezeigt, daß die Druckfestigkeit eines Zementmörtels, bestehend aus 4 Teilen Sand und 1 Teil Zement, nach Zusatz von

1,5 % Glimmer (auf Sand bezogen) auf 60 % abgesunken ist [13]. O. W. Blümel hat insbesondere darauf hingewiesen, daß die Verminderung der Biegezugfestigkeiten und die Erhöhung des notwendigen Wasser-Zementfaktors von grobem Glimmer stärker beeinflußt werden als von feinem [14].

3. Die Härte bzw. Abriebfestigkeit des Minerals ist von außerordentlicher Bedeutung.

4. Insbesondere können Verwitterungsprodukte unter den Zuschlagstoffen die Festigkeiten beeinträchtigen.

5. Selbst wenn es Zuschlagstoffe einheitlicher Kornqualität gäbe, könnte auch dann noch nicht allgemein von „der optimalen Sieblinie“ gesprochen werden. Denn außer Druckfestigkeit, Rüttelfähigkeit, Zementverbrauch, Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit, aus welchen Eigenschaften eine große Zahl von Bedingungskombinationen erwachsen, sind auch die Kosten der Sandaufbereitung ins Kalkül zu ziehen. Je nach der ursprünglichen Zusammensetzung des Rohsandes wird man bei sonst gleichen betontechnologischen Forderungen verschiedene „beste Sieblinien“ wählen, da in den meisten Fällen auch mitzuberechnen ist, wieviel Abfallsand auf Halde geht und wie hoch die Investitions- und Betriebskosten der Aufbereitung werden.

6. Wirtschaftliche Erwägungen, ob Fehlkorn im Natur- und durch gebrochenes Material, durch Fremdsand oder einfach durch „Ausfallkörnung“ zu bestreiten ist, verlangen spezielle Untersuchungen.

Bei allen diesen Untersuchungen, welche die Mannigfaltigkeit der Zuschlagstoffe zum Thema haben, tritt die Variation des Feinkornaufbaues in den Vordergrund.

Welch außerordentliche Bedeutung dem Studium der Zuschlagstoffe zukommt, haben neuerdings die Geschehnisse an einer großen europäischen Baustelle gezeigt. Der dort zur Verfügung stehende Moränensand hat eine Mohs'sche Härte von bloß etwa 3 und der Staubgehalt ist außerordentlich hoch. (Die Korngruppe 0/3 mm enthält etwa 30 % Anteile unter 0,12 mm). Es zeigte sich, daß der hergestellte Beton die Mindestfestigkeiten nicht erreichte. Als man die Zementdosierung erhöht hatte, erzielte man nur noch ein weiteres Absinken der Druckfestigkeit. Größere Kiesbrocken waren oberflächlich aufgerieben und konnten manchmal aus dem festen Beton von Hand herausgelöst werden. Des weiteren bemerkte man, daß sich der ursprüngliche Staubgehalt der Zuschlagstoffe durch Abrieb in der Aufbereitung noch wesentlich vermehrt hatte. Der Baubeginn mußte um ein Jahr verschoben werden.

Die vorgenannte Problematik der Aufbereitung fällt durchwegs in das Gebiet der Schlämntechnik. Die beiden Aufgaben, einerseits einen Rohsand mit derartig hohem Staubgehalt praktisch von allen Körnungen unter 100 Mikron zu befreien, ohne wertvolles Korn über 0,15 mm zu verlieren und andererseits das staubhaltige Wasser, welches bei wirksamer Spritzreinigung des Kiesel in großen Mengen anfallen muß, trotz Platzmangels wieder für den Umlauf zu reinigen, sind gewiß schwierig, doch durchaus lösbar.

Feinsandklassierung an Großbaustellen.

Seit man in Kaprun (Land Salzburg) im Sommer 1952 erstmalig Moränensand 0—3 mm durch Vertikalschlammung bei 1 mm und durch Horizontalschlammung bei etwa 0,1 mm nachklassiert und die Fraktionen 0,1—1 mm und 1—3 mm ebenso wie die gröberen Siebfractionen gesondert in den Johnsonurm eingewogen hat, ist diese Methode der Feinsandtrennung in den Vordergrund gerückt. Nach einjähriger Bewährungszeit in Kaprun wurde diese Feinsandklassierung in rascher Folge bei anderen Großbaustellen eingeführt, z. B. bei den Flußsperrbauten Jochenstein (bei Passau) und Ybbs-Persenbeug (zwischen Linz und Wien), beim Talsperrnbau Zervreila (Graubünden) u. a. Die genannten Großbaustellen arbeiten mit Rheax-Schlammanlagen.

Zu dieser Feinsandklassierung liegen verschiedene Stellungnahmen vor. [1] bis [7] und [9].

Daß diese betontechnologische Entwicklung von Österreich und von der Schweiz ausgegangen ist, erscheint natürlich, da die Massenbetonherstellung vorwiegend an die Tal- und Flußsperrnbauten der Alpen gebunden ist.

Es sei hier kurz wiederholt, daß man durch die Beherrschung der Siebkurve auch unter 3 mm im allgemeinen Zement einsparungen von 20 bis 40 kg/m³ Beton erzielt (bei gleicher Druckfestigkeit, gleicher Verarbeitbarkeit und niedrigerem Wasser-Zementfaktor), daß die Wasserundurchlässigkeit verbessert werden kann, und daß man vor allem die Frostbeständigkeit sprunghaft erhöhen kann.

Auf diese Abhängigkeit der Frostbeständigkeit vom Staubgehalte des Sandes hat erstmalig Wogrin [8] hingewiesen.

Wogrin hat bei Zuschlagstoffen 0—100 mm die Kornfraktion 0—3 mm variiert. Staubbaltiger Sand 0—3 mm, welcher 10 % Anteil unter 60 Mikron enthielt, bewirkte bereits nach 10 Frostwechseln eine vollständige Zerstörung der Betonwürfel. Wurde dieser Sand aber von nahezu allen Teilchen unter 60 Mikron befreit, waren 100 Frostwechsel erforderlich, um den Elastizitätsmodul auf 70 % absinken zu lassen, während vollkommene Zerstörung erst nach etwa 400 Frostwechseln auftrat.

Die Frostbeständigkeit wird auch durch Einführung künstlicher Luft erhöht. Während es aber bei obigem staubhaltigen Sande gar nicht gelang, die empfohlene Menge von 3—5 % künstlicher Luft einzubringen und verteilt zu halten, wurde im Falle des staubfreien Sandes die Frostbeständigkeit weiter verbessert, und zwar sank der E-Modul nach 100 Frostungen nunmehr bloß auf 90 %.

Bei den bisherigen Bauvorhaben wurde die Kornscheide der Vertikalschlammung bei 0,8 mm, 1 mm oder 1,5 mm gewählt.

Die Kornscheide der Horizontalschlammung wurde bisher bei 0,09 mm (Kaprun, Jochenstein u. a.) oder bei 0,12 mm (Zervreila) angesetzt.

Feinsandklassierung im Laboratorium.

Obige Ausführungen haben bereits das Mindestprogramm der Feinsandklassierung für Betonentwicklungen beschrieben.

Die letzte Siebfraction der zukünftigen Großbaustelle (gewöhnlich 0—3 mm) soll vorerst bei ca. 1 mm unterteilt werden.

Andererseits soll die Feinfraktion (z. B. 0—1 mm) von den Feinstteilen (z. B. allen Staubeilchen unter 0,1 mm) befreit werden.

Hier freilich ist es nun von außerordentlicher Bedeutung, diese Entstaubung bei verschiedenen Korngrößen anzusetzen, da die Staubbfraktion ja verworfen werden soll, und da es für die Betonqualität und für die Wirtschaftlichkeit der Sandaufbereitung von Wichtigkeit ist, ob man alles Korn z. B. unter 40 Mikron oder unter 90 Mikron oder unter 150 Mikron entfernt. Hier kann aus einem Einzelversuch (z. B. Entstaubung bei 0,1 mm) nicht auf die Betonqualitäten bei anderen Entstaubungsgraden geschlossen werden.

Die Wahl des Entstaubungsgrades wird von folgenden Überlegungen beeinflußt:

1. Bei welcher Entstaubung erhält man die günstigste Relation zwischen Druckfestigkeit, Rüttelfähigkeit, Wasser-Zementfaktor und Zementverbrauch?

2. Bei welchen Entstaubungen liegen die Spitzenwerte der Wasserundurchlässigkeit? (Aus Einzelversuchen ist bekannt, daß die Wasserundurchlässigkeit durch Entstaubung bei 0,1 mm erhöht werden konnte und bei Entstaubung unter 0,2 mm absank. — Soweit der Einzelfall.) Allgemeine Versuchsreihen sind nicht bekannt geworden.

3. Bei welcher Entstaubung erhält man höchste Frostbeständigkeit?

Wogrin [8] hat gezeigt, daß eine Kornscheide bei 0,06 mm in diesen Belangen wirksam ist. Allgemeiner Versuchsserien sind nicht bekannt geworden.

4. Je kleiner die Kornscheide der Entstaubung gewählt werden kann, desto größer wird natürlich die Sandausbeute in der feinsten Fraktion der Aufbereitung.

5. Je größer andererseits die Kornscheide gewählt werden kann, desto billiger wird die Apparatur der Horizontalschlammung. (Kleinere Schlammflächen!). Dieser Gesichtspunkt fällt erfahrungsgemäß erst bei Kornscheiden unter 0,1 mm ins Gewicht.

Eine exakte Kornscheide bei 0,3 mm ist meines Wissens zum ersten Male in der Ausschreibung für die indische Bhakra-Sperre verlangt worden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Feinsandklassierung des Betonlaboratoriums folgende Kornscheiden beherrschen soll:

Mindestens: 1 mm, 0,15 mm, 0,1 mm und 0,06 mm.

Gegebenenfalls: 1 mm, und jede beliebige Kornscheide zwischen 0,3 und 0,03 mm.

Obige Kornscheideforderungen beziehen sich auf Entwicklungen von Massenbeton. Selbstverständlich sind Spezialaufgaben möglich, welche darüber hinausgehende Feinsandklassierungen verlangen, obgleich diese sehr selten sein mögen.

Die meisten Sonderaufgaben (z. B. Erprobung von Spezialsanden für Betoninjektionen bei vorgespanntem Beton 0,04—0,1 mm, 0,03—0,06 mm etc.) können mit obiger Trennskala bestritten werden,

Welche Laborapparate sind nun für diese Feinsandklassierungen geeignet?

Mittels Vibrosiebes können bei der Kornscheide von 1 mm auch größere Mengen trockenen Sandes getrennt werden,

Bei der Kornscheide von 0,3 mm bereitet die

Trockensiebung von einigen 100 kg Sand schon kein Vergnügen mehr, und bei Kornscheiden unter 0,2 mm wird sie praktisch unmöglich.

Auf Anregung des Betonlaboratoriums Kaprun sind „Rheax“-Laborgeräte entwickelt worden, welche eine sehr scharfe Trennung des Staubes vom Sande gestatten.

Für die Betonentwicklung der Talsperre Zervreila ist vorerst ein Verbundschlammgerät „4 VB 4“ geliefert worden, mit welchem bei der Eidgenössischen Materialprüfanstalt in Zürich (EMPA) zwei Tonnen Sand 0—1 mm bei den Kornscheiden 0,09 mm und 0,12 mm getrennt worden sind.

Da binnen kurzem großes Allgemeininteresse für diese Laborgeräte entstanden war, wurden die Apparate vervollkommen und in Serie aufgelegt. Über die Geräte „6 VB 4“ und „1 VB 4“, deren Ausführung wohl als abgeschlossen gelten kann, wird ausführlicher berichtet.

Diese Laborgeräte, welche große Mengen Sandes bei sehr kleinen Kornscheiden exakt trennen können, erschließen für die Betonentwicklungen, vor allem aber für die Forschung durchwegs technologisches Neuland, da es bisher Apparate ähnlicher Wirkungsweise nicht gegeben hat. Versuchs- und Forschungsarbeiten mit diesen Laborgeräten sind insofern von großer Bedeutung, als

alle mit ihnen erzielten Ergebnisse auch durch große Rheax-Schlammanlagen beliebiger Leistung im Betriebe verifiziert werden können.

Rheax-Verbundschlammgerät 6 VB 4.

Bei diesem Geräte kann die Kornscheide für Sande bei 0,15 mm eingestellt werden, wobei eine Dauerleistung von 250 kg Rohsand pro Stunde erreicht werden kann. Durch DüsenEinstellung ist es nun möglich, die Kornscheide bis herab auf 0,03 mm zu senken, wobei natürlich Leistungsabfall berücksichtigt werden muß. Innerhalb dieses Bereiches zwischen 0,15 mm und 0,03 mm sind weitere 7 verschiedene Trenneinstellungen möglich.

Von weiteren Daten seien kurz zusammengestellt:

Wasserbedarf: Je nach DüsenEinstellung zwischen 0,2 und 5 CBM/h.

Kraftbedarf: ca. 1 PS.

Platzbedarf: 1,5 Meter Breite, 2,5 Meter Länge und 3 Meter Höhe.

Betriebsgewicht der ganzen Anlage etwa eine halbe Tonne.

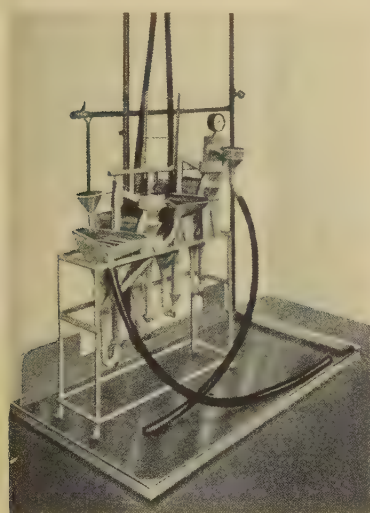


Abb. 1. Rheax-Verbundschlammgerät „4 VB 4“.

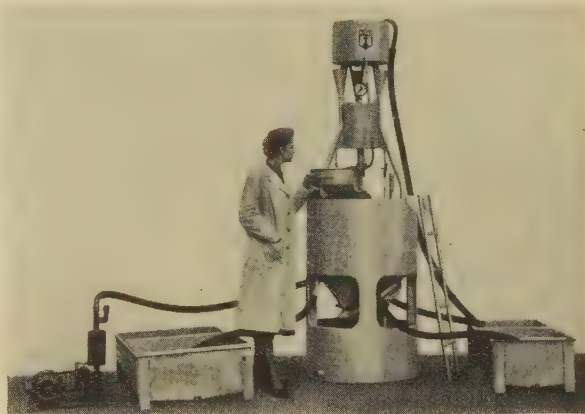


Abb. 2. Verbundschlammgerät „6 VB 4“.

Nach einer Konstruktion von Dipl.-Ing. L. Goltz.

Am Verbundschlammgerät oben Wasserdosierungsgefäß, darunter Windkessel und Aufgabetrichter für das Rohgut, im Zylinder verkleidet die eigentliche Schlammereinrichtung. Links Gebläse und große Absetzwanne für das Feingut, rechts Wanne für das Grobgut.

Rheax-Verbundschlammgerät „1 VB 4“.

Dieses Laborgerät beherrscht Kornscheiden im Bereiche von 0,4 mm bis herab zu 0,07 mm. Es arbeitet also im gröberen Gebiete als der „6 VB 4“ und hat mit diesem einen Kornscheidebereich von 70 Mikron bis 150 Mikron gemeinsam.

Kornscheide K 50	Maximale Rohsandaufgabe 6 VB 4	1 VB 4
0,03 mm	15 kg/h	—
0,05 mm	50 kg/h	—
0,07 mm	100 kg/h	15 kg/h
0,1 mm	200 kg/h	25 kg/h
0,15 mm	250 kg/h	50 kg/h
0,2 mm	—	100 kg/h
0,3 mm	—	200 kg/h
0,4 mm	—	250 kg/h

Bei der Installation des „1 VB 4“ ist gleicher Wasseranschluß und gleicher Kraftanschluß wie beim „6 VB 4“ vorzusehen, hingegen ist der Platzbedarf und das Betriebsgewicht geringer.

Der „1 VB 4“, eine Konstruktion von Dipl.-Ing. J. Müllner, stellt keine bloße Verkleinerung des „6 VB 4“ dar, sondern hat — wie oben beschrieben — andere Aufgaben zu erfüllen.

Trennschärfe der Verbundschlammung.

Da jede Schlammung nach dem Kriterium der Kornendfallgeschwindigkeit in Wasser arbeitet und da die Mineralkörner mehr oder weniger von der Kugelform abwei-

chen, läßt sich strenggenommen weder eine Schlämmung durch Siebung noch umgekehrt überprüfen. Selbst wenn es gelänge, eine ideale Schlämmung durchzuführen, welche also scharf nach Fallgeschwindigkeiten trennt, würden bei der Siebanalyse stets Kornstreuungen auftreten. Hätte man ein Sandprodukt genau über und unter der Fallgeschwindigkeit von 1 cm/sec geschieden, so entspräche dies siebanalytisch gesehen einer Scheidung des Kugelkornes bei ca. 0,1 mm Maschenweite, einer Scheidung würfelförmigen Kornes bei ca. 0,13 mm und einer Scheidung plattenförmigen Kornes (Glimmer) bei z. B. 0,3 mm lichter Weite.

Die prinzipiellen Vorteile, welche in vielen industriellen Fällen für die exakte Schlämmung im Gegensatz zur Siebung gegeben sind, sind an anderer Stelle beschrieben worden [10].

Das Verfahren der Verbundschlammung zeigt

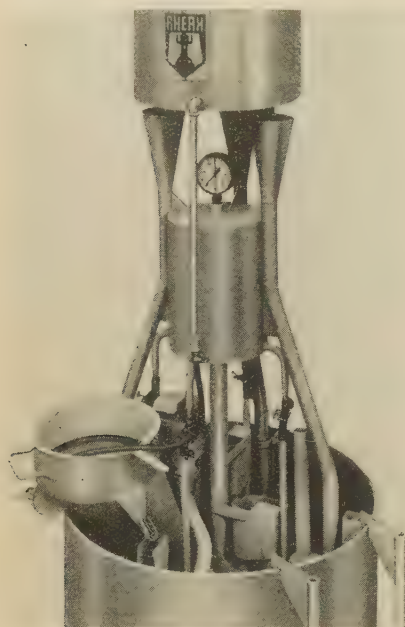


Abb. 3. Detailbild des „6 VB 4“. Düsenspeicher und Oberteil der Schlamm-einrichtungen.

Kornstreuungen $\approx_{25/75}$ bis herab zu 1,4. (Je höher die Trennschärfe, desto kleiner ist die Kornstreuung.) Der Grenzwert der Kornstreuung für ideale und natürlich nicht erreichbare Trennverfahren ist eins [3, 4] und [11].

Als Beispiel einer Trennschärferechnung auf siebanalytischer Grundlage seien die Durchschnittsergebnisse einer Reihe von Serienversuchen der EMPA, Zürich, mit dem alten Geräte „4 VB 4“ wiedergegeben.

Ausbringung: Aus 100 kg Rohsand wurden 83 kg Grobsand und 17 kg Feinsand gewonnen.

Siebanalysen:

Siebklasse	Durchmesser der Siebklasse (als geometr. Mittel d. Grenzdurchmesser)	Siebanteile aus dem	
		Grobsand	Feinsand
Über 0,5 mm	?	36 %	0 %
0,2 bis 0,5 mm	0,32 mm	34 %	3 %
0,12 bis 0,2 mm	0,15 mm	18 %	7 %
0,088 bis 0,12 mm	0,103 mm	8 %	13 %
0,06 bis 0,088 mm	0,073 mm	3 %	34 %
Unter 0,06 mm	?	1 %	43 %
Summen 100 %		100 %	

Wir beziehen nun die Siebanalysen der Grob- und Feinprodukte auf die Ausbringung.

Durchschnittlicher Korndurchmesser der Siebklasse	Von 100 kg Rohsand entfallen folgende Mengen auf die entsprechenden Siebklassen des	
	Grobsandes	Feinsandes
(Über 0,5 mm)	30 kg	0 kg
0,32 mm	28,1 kg	0,5 kg
0,15 mm	15 kg	1,2 kg
0,103 mm	6,6 kg	2,3 kg
0,073 mm	2,5 kg	5,8 kg
(Unter 0,06 mm)	0,8 kg	7,2 kg
Gewichtssummen 83 kg		17 kg

Hieraus ergeben sich 4 Punkte und 2 Asymptoten der Tromp'schen Kurve:

Durchschnittlicher Korndurchmesser der Siebklasse	% - Wahrscheinlichkeit, mit welcher ein Korn des links angeführten Durchmessers ins Feingut gelangt	
(Über 0,5 mm)	0 %	(0 kg : 30 kg)
0,32 mm	2 %	(0,5 kg : 28,6 kg)
0,15 mm	7 %	(1,2 kg : 16,2 kg)
0,103 mm	26 %	(2,3 kg : 8,9 kg)
0,073 mm	70 %	(5,8 kg : 8,3 kg)
(Unter 0,06 mm)	90 %	(7,2 kg : 9 kg)

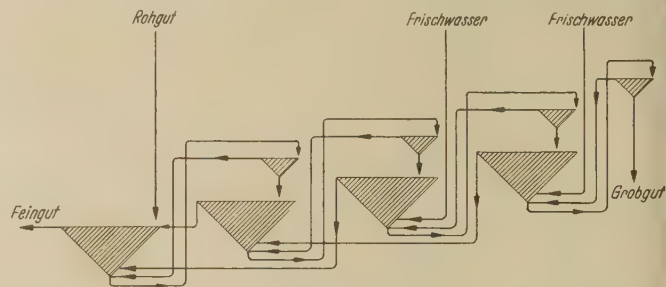
Durch Interpolation findet man die Kornscheide (den Korndurchmesser für die 50%-Wahrscheinlichkeit) zu 0,09 mm.

Zur Berechnung der Kornstreuung $\approx_{25/75}$ als Maß der Trenn-Unschärfe dividiert man den interpolierten Durchmesser der 25%-Wahrscheinlichkeit (K25) durch jenen der 75%-Wahrscheinlichkeit (K75) und erhält:

$$\approx_{25/75} = K_{25} : K_{75} = 0,104 \text{ mm} : 0,068 \text{ mm} = 1,5.$$

Die Kornstreuung von 1,5 ist ein sehr niedriger Wert für eine Schlämmung, welche durch Siebung überprüft worden ist. Es sei zum Vergleiche angeführt, daß einstufige Horizontalschlammungen (in Spitzluten, Rechenklassierern, Sandschnecken etc.) Kornstreuungen $\approx_{25/75}$ über 5 und zum Teil sogar unendlich große Werte erreichen.

Die hohe Trennschärfe der Verbundschlammung wird durch Vielstufigkeit der Schlammung, durch Regulierung



Symbol für Einstufigen Horizontalschlamm.

Theoretischer Bestwert für Fallstreuung: $\varphi_{25/75} = 3$.

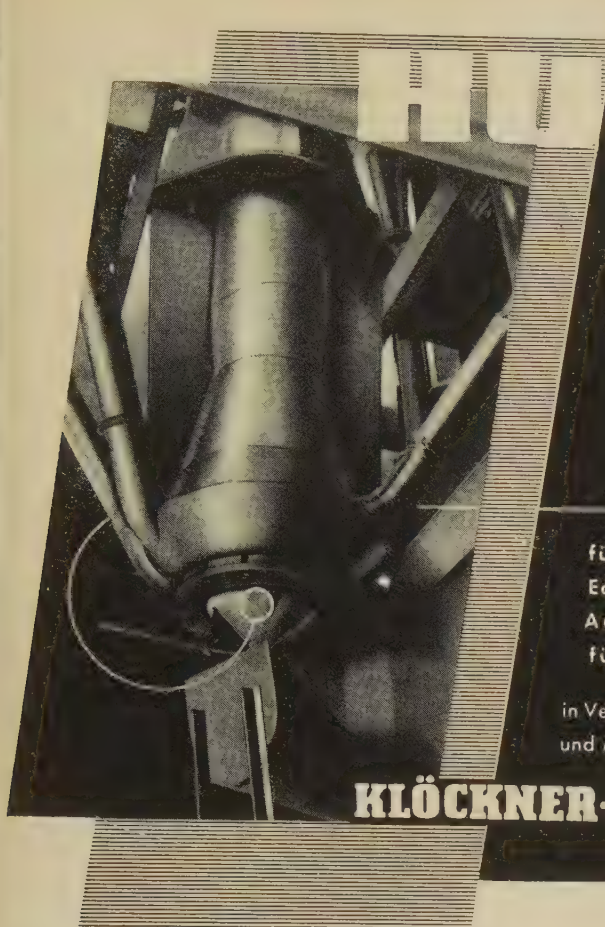
Abb. 4. Prinzip der Verbundschlammung. Patentschutz in verschiedenen Staaten. — Theoretischer Bestwert für Fallstreuung bei obiger Verbundschlammung: $\varphi_{25/75} = 1,5$.

des spezifischen Schlammflusses und durch Ausschaltung des „toten Flusses“ [12] erreicht. Durch Gegenstrom wird die Verbundschlammung wassersparend.

Wie sich im letzten Jahre gezeigt hat, hat die Verbundschlammung über Betonlaboratorium und Betonindustrie hinaus auch Eingang in andere Industrien gefunden, was auf ihre hohe Trennschärfe, auf die Möglichkeit konzentrierter Arbeitsweise und auf die Einstellbarkeit verschiedener Kornscheiden zurückzuführen ist.

Literatur.

1. R. Rott: Der Bau und die Bauindustrie. Düsseldorf. 1. Juni-Heft 1953.
2. K. Bracher: Allg. Bau-Zeitung. Wien. 1. April 1953.
3. O. Frey-Bär und M. Kohn: Schweiz. Bauztg. (1954) Nr. 9.
4. K. Bracher: Allg. Bau-Zeitung. (1954) Nr. 387.
5. J. Fritsch: Amerikan. Talsperrenbau. Schriftenreihe d. Österr. Wasserwirtschaftsverbandes, Nr. 24, Wien 1952.
6. J. Fritsch: Schweiz. Bauztg. März (1954) Nr. 10.
7. Th. Eder: Cemento/Hormigón. (1954) S. 100.
8. A. Wogrin: Österr. Bauztg. (1951) Nr. 17 und 18/19.
9. F. Tölke: Bauingenieur. 29 (1954) S. 20—30.
10. Th. Eder: Berg- und Hüttenmänn. Monatshefte 95 (1950) S. 220.
11. Th. Eder: Montan-Zeitung (1951) S. 163. Mining Magazine. April (1952).
12. Th. Eder: Erzbergbau und Metallhüttenwesen 4 (1951) S. 137—142.
13. O. Graf: Zement (1928) Nr. 13.
14. O. W. Blümel: Nachr. Österr. Betonvereins Folge 2 (1954) S. 11—12.



HUMBOLDT

AUFBEREITUNGS-ANLAGEN mit **Rheax**-Schlammverfahren

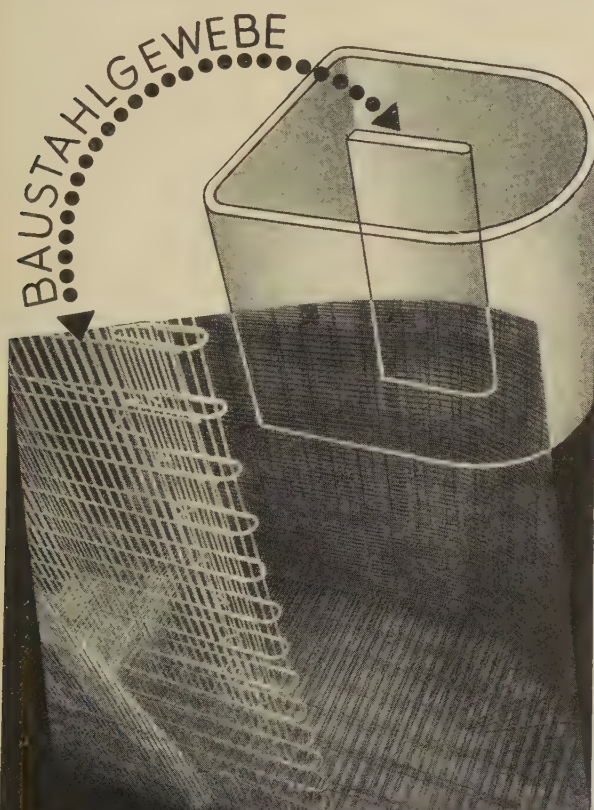
Das neuzeitliche Verfahren zur Trennung und Qualitätsverbesserung
bei höchster Korn-Trennschärfe in der

- Feinsand-Aufbereitung
- Feinsand-Entstaubung
- Feinsand-Klassierung

für Großbaustellen-Einrichtungen • Sand- und Kiesberge •
Edelsand-Herstellung • Aufbereitung von hochwertigem Beton •
Aufbereitung und Rückgewinnung von Formsanden und
für alle anderen Klassierungs-Aufgaben

in Verbindung mit unseren auf 100 Jahre Erfahrung beruhenden Maschinen
und Anlagen für Hartzerkleinerung für die Industrie der Steine und Erden

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



in Trennwand, Außenwand, Sohle und
Decke eines Betonbehälters

BAUSTAHLGEWEBE

exakt, formanpassend und übersichtlich.

In einer 7 m hohen Trennwand
freistehend ohne störende Aussteifung.

BAUSTAHLGEWEBE

spart

Stahl - Zeit - Geld

Druckschriften
kostenlos und unverbindlich

BAUSTAHLGEWEBE GM
BH **DÜSSELDORF**

Wenn LUFTPORENBETON,
dann mit:

PLASTOCRETE

PLASTIMENT GmbH. KARLSRUHE
POSTFACH 200 TELEFON 268 23



RHEAX-VERBUNDSCHLÄMMER

„6 VB 4“ u. „1 VB 4“

FÜR TECHNISCHE VERSUCHS-
ANSTALTEN UND KLEIN-
BETRIEBE

ZUR FEINKORNTRENNUNG VON SAND, TON,
KAOLIN, BENTONIT, KREIDE, GRAPHIT, FARB-
STOFFEN, KOHLE, KORUND, ERZEN USW.

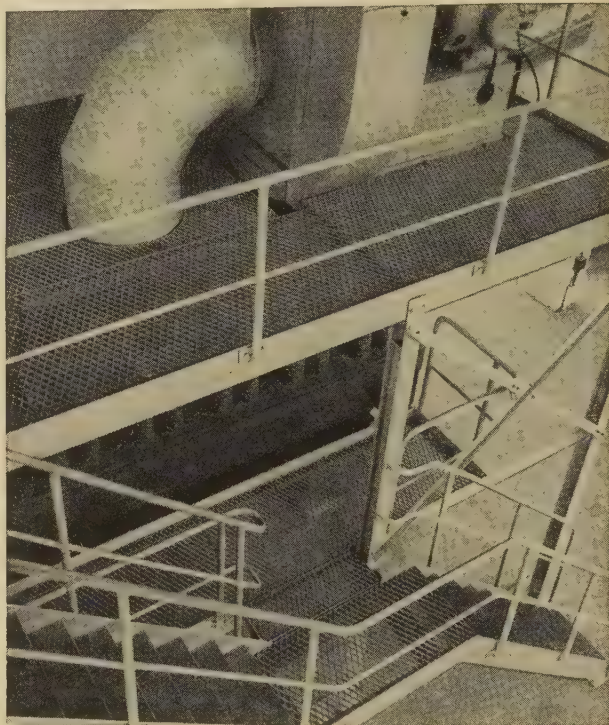
CHEMIE & METALL G.m.b.H., WIEN

WOLLZEILE 12

TELEFON: R 22 4 28, R 21 3 62

mit HANOMAG-Maschinen leicht gemacht. Planier-
raupen K 55 E u. K 90 E mit hydraulisch ge-
steuertem Brust- od. Schwenkschild. Förder-
leistungen bis zu 110 m³ je Stunde. Rad-
schlepper R 45 mit mechanisch oder hydraulisch
betätigtem Frontlader. Förderleistungen bis zu
60 t je Stunde.

HANOMAG



Diagonal Gitterroste

Wilhelm Hähn, Ferndorf

Gegründet 1875

(Kreis Siegen)

Roste- und Apparatebau

Dia Zentrifugal-
-PUMPE
selbstansaugend

bis 8 m
für Abwasser
und Dickstoffe

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. · DÜSSELDORF/100

Dampfstrahl-Reinigungsgerät
„STRAHLFIX“

Wirtschaftlich-leistungsfähig
und preisgünstig
EISENWERK THEODOR LOOS GUNZENHAUSEN (13a)

Berechnung des ungleichförmigen Abflusses in gegliederten Querschnitten.

Von Dr.-Ing. **Walter Bleines**, Dozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe.

In offenen Wasserläufen erfolgt der Abfluß im allgemeinen nicht völlig gleichförmig. Schwanken die mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Querschnitten nur um kleine Beträge, ist es gebräuchlich, der hydraulischen Berechnung einen im Mittel gleichförmigen Abfluß zugrunde zu legen. Bei stetiger Beschleunigung (Senkungslinie des Wasserspiegels) oder stetiger Verzögerung (Staulinie) sowie bei erheblichen Schwankungen um einen Mittelwert der Geschwindigkeit (unregelmäßiges Flußbett) ist dies nicht mehr zulässig. Stau- und Senkungslinien des

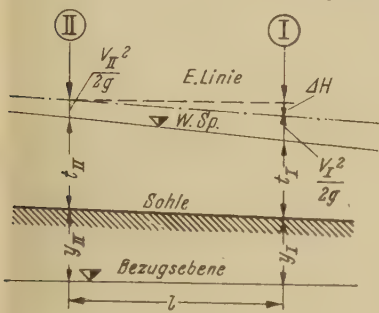


Abb. 1.

Wasserspiegels können bei regelmäßig ausgebildetem Flußbett nach dem Verfahren von Tolkmitt oder Kozeny berechnet werden, während bei unregelmäßiger Ausbildung des Flußbettes nur die zeitraubende, abschnittsweise Berechnung möglich ist. Sie geht, wie folgt, vorstatten:

Zwischen den Querschnitten I und II besteht

nach dem Bernoullischen Theorem folgender Zusammenhang:

$$y_I + t_I + \alpha_I \cdot v_I^2 / 2g + \Delta H = y_{II} + t_{II} + \alpha_{II} \cdot v_{II}^2 / 2g. \quad (1)$$

Hierbei sind:

$$v_I = Q/F_I; \quad v_{II} = Q/F_{II}.$$

Die Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichswerte betragen:

$$\alpha = \int v^3 dF / Q \cdot v_m^3. \quad (2)$$

Im allgemeinen ist α nur wenig größer als 1 und wird daher häufig vernachlässigt. Bei ruhigen Flüssen beträgt etwa $\alpha = 1,1$. Die Verlusthöhe ΔH in Gl. (1) beträgt nach der Formel von Gauckler-Strickler

$$\Delta H = \frac{l \cdot Q^2}{k_m^2 \cdot F_m^2 \cdot R_m^{4/3}}, \quad (3)$$

k_m , F_m und R_m sind mittlere Werte im Abschnitt I—II mit der Länge l .

Sind die Abflußmenge Q , die Gestalt der Querschnitte I und II, die Sohlenhöhen y_I und y_{II} und die Wassertiefe t_I im unteren Querschnitt I bekannt, so lassen sich die Wassertiefe t_{II} im Querschnitt II und von da ausgehend alle oberhalb liegenden Wasserspiegellagen berechnen. Das Verfahren kann nur angewendet werden, wenn auf der untersuchten Strecke kein Fließwechsel stattfindet. Es erfordert in jedem Abschnitt eine oft langwierige Näherungsrechnung mit wiederholten Rechengängen.

Auf gegliederte Flußquerschnitte, das sind natürliche oder künstliche Profile, bei denen ein erheblicher Teil des Hochwasserquerschnittes bei mittleren Wasserführungen trockenliegt, und daher eine Gliederung in Mittelwasserbett und Vorländer vorgenommen werden kann, ist das obige Verfahren nicht unmittelbar anwendbar.

Dies ergibt sich aus folgendem: Gleichförmiger Abfluß entsteht in einem Gerinne mit geneigter Sohle dadurch, daß die Kraft B , die die Bewegung verursacht — das ist die Komponente des Gewichtes der Wassermasse in Richtung der geneigten Sohle — im Gleichgewicht steht mit der die Bewegung hemmenden Widerstandskraft W .

$$W = B. \quad (4)$$

Für eine Flußstrecke von der Länge l , der Querschnittsfläche des Wasserstromes F und dem Sohlengefälle I ist:

$$B = \gamma_w \cdot l \cdot F \cdot I. \quad (5)$$

Vom Bewegungswiderstand W ist bekannt, daß er dem Quadrat der mittleren Geschwindigkeit $v = Q/F$ und der benetzten Wandfläche $F_w = l \cdot U$, mit U als benetztem Querschnittsumfang, etwa proportional ist:

$$W = c' \cdot v^2 \cdot l \cdot U. \quad (6)$$

Aus Gl. (4), (5) und (6) ergibt sich mit $F/U = R$ (hydraulischer Radius) die Gleichung von Chézy

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot I}. \quad (7)$$

Wird darin als Ergebnis statischer Auswertung von Meßreihen $c = k \cdot R^{1/6}$ gesetzt, entsteht die oben gebrauchte Formel von Manning-Gauckler-Strickler

$$v = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}. \quad (8)$$

Werden Gl. (7) oder (8) auf Strecken mit ungleichförmigem Abfluß verwandt, so ist an Stelle des Sohlengefalles I das Energieliniengefälle I_E zu setzen.

Bei der Bildung der Gl. (6) wird allen Teilen des benetzten Umfangs U der gleiche Einfluß auf die mittlere Abflußgeschwindigkeit zugerechnet. Dies ist jedoch nur eine rohe Annahme. Die feste Sohlenfläche in der Mitte eines Stromes, im Bereich großer Geschwindigkeiten, übt beispielsweise einen erheblich größeren Bewegungswiderstand aus, als eine gleich große Fläche beim Böschungsfuß. Dennoch gibt der hydraulische Radius R in Gl. (7) u. (8) im allgemeinen den Einfluß der Querschnittsgestalt auf die mittlere Abflußgeschwindigkeit richtig wieder.

Prandtl führt dies darauf zurück, daß durch Sekundärströmungen „eine starke Vergleichmäßigung der Wand Schubspannungen erreicht wird“. Er folgert daraus: „Die auf den Begriff des hydraulischen Radius gegründeten Widerstandsformeln der Ingenieure erhalten durch diese Tatsache eine innere Begründung.“

Bei Querschnitten, die sich nach ihrer Gestalt klar in mehrere Teile gliedern lassen, in denen sehr unterschiedliche mittlere Geschwindigkeiten herrschen (Abb. 2), tritt jedoch dieser Ausgleich nicht mehr auf, sei es, daß durch die Uferkanten des Mittelwasserbettes Sekundärströmungen, die einen Ausgleich zwischen Mittelwasserbett und Vorländern herbeiführen können, verhindert werden, oder daß die Unterschiede der Wandschubspannungen zu groß für einen Ausgleich sind.



Abb. 2.

Ein hydraulischer Radius, der aus der Fläche und dem benetzten Umfang des Gesamtquerschnittes gebildet wird, gibt den Einfluß der Querschnittsgestalt auf die mittlere Geschwindigkeit unrichtig wieder.

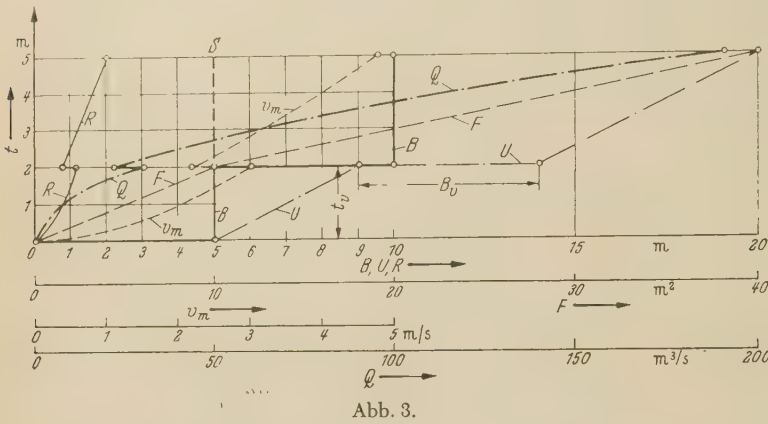
Dies sei an folgendem Beispiel gezeigt: Ein aus zwei rechteckigen Teilflächen bestehender Querschnitt, dessen Gestalt und Breitenentwicklung Abb. 3 (Linie B) zeigt, weist bis zur Vorlandhöhe t_v eine stetige Entwicklung von U , F und daher auch R auf. Bei $t = t_v$ vergrößert sich der benetzte Umfang plötzlich um das beträchtliche Maß der Vorlandbreite B_v , während die Linie der Querschnittsfläche F nur eine Unstetigkeit der Zunahme aufweist. Der hydraulische Radius R wird infolgedessen unstetig verkleinert.

Berechnet man aus den Werten von R die mittleren Geschwindigkeiten v nach Gl. (8), beim Beispiel mit $k = 40$ und $I = 0,005$, so wird auch v unstetig kleiner (Abb. 3). Sogar die Abflußmenge $Q = v \cdot F$ wird nach Überströmen

* L. Prandtl: Führer durch die Strömungslehre. 1942, S. 133.

des Vorlandes rückläufig. Es ist jedoch offensichtlich nicht möglich, daß bei höherem Wasserstand und größerem Abflußquerschnitt eine kleinere Wassermenge abgeführt wird.

Die Annahme eines einheitlichen Wertes R für einen gegliederten Querschnitt führt also zu erheblichen Fehlern. Die praktische Hydraulik schlägt daher folgenden Weg zur Berechnung der Abflußmenge ein:



Der gegliederte Querschnitt wird seiner Gestalt entsprechend aufgeteilt (Abb. 3, Linie S; Abb. 2). Für jeden Teilquerschnitt wird der hydraulische Radius ermittelt, wobei die Begrenzungslinien, die nicht durch eine feste Wand gebildet werden, beim benetzten Umfang außer Ansatz bleiben. Die hiermit berechneten Teilabflußmengen werden zur Gesamtabflußmenge addiert.

Grundsätzlich bestehen keine Bedenken, diese in der Praxis bewährte Methode auch bei der abschnittswisen Berechnung des ungleichförmigen Abflusses in gegliederten Querschnitten anzuwenden. Praktisch scheitert dies jedoch daran, daß das wiederholte Probiervorgehen nicht auf drei Querschnittsteile, deren Teilwassermengen nicht bekannt sind, gleichzeitig angewendet werden kann. Der Hochwasserabfluß in Flußbetten mit Vorländern oder überschwemmten Talauen muß jedoch häufig berechnet werden. Wasserbauliche Versuche an großflächigen Modellen, die ein alle Einzelheiten umfassendes Abflußbild ergeben, werden wegen der Kosten oft gescheut oder nur auf einzelne besonders verwinkelte oder kennzeichnende Flußstrecken angewendet. Die hydraulische Berechnung der Zwischenstrecken ist dann unentbehrlich. Für diese Zwecke insbesondere wurde das folgende Verfahren entwickelt:

Der gegliederte Flußquerschnitt wird rechnerisch als einheitlicher Querschnitt behandelt. Die Fehler, die durch Anwendung eines einheitlichen hydraulischen Radius und einer einheitlichen mittleren Geschwindigkeit entstehen, werden durch Korrekturwerte ausgeglichen. Ein schon lange gebrauchter Korrekturwert ist der durch Gl. (2) definierte Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichswert α . Er genügt jedoch nicht, um auch die Fehler zu beseitigen, die bei der Berechnung der Verlusthöhe ΔH [Gl. (3)] auftreten, wenn ein einheitlicher hydraulischer Radius R_m eingesetzt wird. Hierfür ist ein zweiter Korrekturwert ε erforderlich. Mit ihm erhält Gl. (3) die Form:

$$\Delta H = \frac{l \cdot Q^2 \cdot \varepsilon}{k_m^2 \cdot F_m^2 \cdot R_m^{4/3}} \quad (9)$$

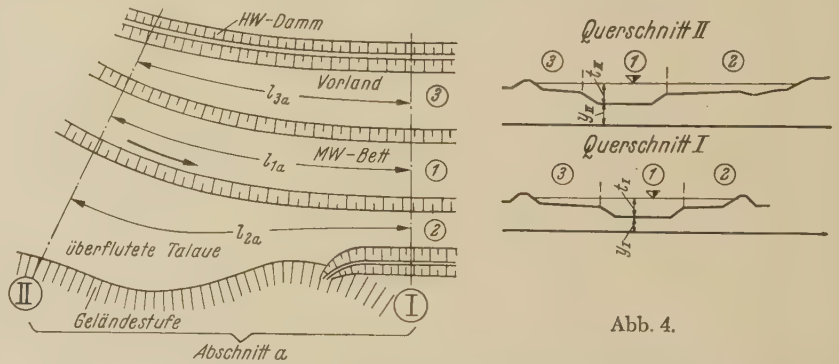
Die Beiwerte α und ε können und sollen nur Fehler ausgleichen, die durch die Vereinheitlichung der Querschnitte und die Annahme mittlerer Geschwindigkeiten entstehen. Fehler, die dem Verfahren der abschnittswisen Berechnung durch die Mittelung aller Werte innerhalb eines Abschnittes anhaften, werden dadurch nicht aus-

geglichen. Diese können jedoch dadurch klein gehalten werden, daß kleine Abschnitte gewählt werden. Bei sehr unregelmäßigen Querschnitten ist dies besonders wichtig. Auch die Fehler, die der zugrundeliegenden Abflußformel, hier Gl. (8) anhaften, liegen außerhalb des Korrekturbereiches der α - und ε -Werte. Die richtige Wahl des Abflußbeiwertes, hier k , ist die wichtigste Voraussetzung für die Genauigkeit der gesamten Berechnung. Sie wird dort, wo zuverlässige Messungen fehlen, nur durch die Erfahrung gewährleistet. Dabei ist zu beachten, daß die Abflußbeiwerte aller gebräuchlichen Formeln nicht, wie häufig angenommen, nur von der Rauigkeit der Wandungen abhängen. Gerade die Ungleichförmigkeit des Abflusses, die sich äußerlich an der Unregelmäßigkeit der Profile, des Sohlengefalles und der gekrümmten Flußachse erkennen läßt und die sich im Innern des Wasserstromes durch eine erhöhte Turbulenz bemerkbar macht, trägt nicht unerheblich zu Energieverlusten und damit zu einer Verschlechterung des Abflußbeiwertes bei. Eine vorsichtige Wahl des Abflußbeiwertes ist besonders bei stark ungleichförmigem Abfluß

zu empfehlen. Hinzu kommt, daß bei verzögertem Abfluß nicht immer der gesamte Querschnitt durchströmt ist, so daß bei der Querschnittsermittlung die nicht durchströmten Teile nach Beobachtung oder Erfahrung abzutrennen sind. Auf den durch Seitenwalzen begrenzten Strecken eines Wasserstromes findet zudem ein höherer Energieverlust statt als zwischen festen Ufern. Auch dies ist bei der Wahl der Abflußbeiwerte zu berücksichtigen.

Für die Berechnung des ungleichförmigen Abflusses in gegliederten Querschnitten wird angenommen, daß die Energielinien für das Mittelwasserbett und für die Vorländer in einem senkrecht zur allgemeinen Fließrichtung verlaufenden Querschnitt auf gleicher Höhe liegen. Zwischen zwei Querschnitten besteht also für alle Querschnittsteile der gleiche Energielinienunterschied ΔH .

Das Gefälle der Energielinie ist dann, wenn die Strombahnen in den Querschnittsteilen verschieden lang sind,



ungleich. Es beträgt nach Gl. (8) für das Mittelwasserbett (Querschnittsteil 1):

$$I_E = \frac{\Delta H}{l_1} = \frac{v_1^2}{k_1^2 \cdot R_1^{4/3}} = \frac{Q_1^2}{k_1^2 \cdot F_1^2 \cdot R_1^{4/3}} \quad (10)$$

Im folgenden werden als Indizes für die Querschnittsteile die Zahlen 1, 2, 3, für die Querschnitte I, II, für die Abschnitte a, b, usw. eingeführt.

Im Ausgangsquerschnitt I beträgt die Höhe der Energielinie:

$$H_1 = y_1 + t_1 + \alpha_1 \cdot v_1^2 / 2g.$$

Der Ausgleichswert ergibt sich zu:

$$\alpha_i = \alpha_0 \cdot F_1^2 \cdot (v_1^3 \cdot F_1 + v_2^3 \cdot F_2 + v_3^3 \cdot F_3) / Q^3.$$

Der Wert α_0 berücksichtigt dabei die ungleiche Geschwindigkeitsverteilung innerhalb der Querschnittsteile. Er ist bei ruhigen Flüssen mit etwa 1,1 einzusetzen und erhöht sich mit dem Grad der Ungleichförmigkeit des Abflusses.

Mit $v = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ und $I = \Delta H/l$ ergibt sich weiter:

$$\alpha_1 = \alpha_0 \cdot F_1^2 \cdot \Delta H_a^{3/2} \cdot A_1 / Q^3. \quad (11)$$

Dabei ist

$$A_1 = \frac{k_1^3 \cdot R_1^2 \cdot F_1}{l_{1a}^{3/1}} + \frac{k_2^3 \cdot R_2^2 \cdot F_2}{l_{2a}^{3/2}} + \frac{k_3^3 \cdot R_3^2 \cdot F_3}{l_{3a}^{3/2}}. \quad (12)$$

Alle Werte gelten für den Querschnitt I; α_{II} ist entsprechend zu bilden. Der Energiehöhenunterschied ΔH_a für den Abschnitt a , der für alle Querschnittsteile gleich angenommen wird, beträgt nach Gl. (10):

$$\Delta H_a = \frac{Q_{1a}^2 \cdot l_{1a}}{k_{1a}^2 \cdot F_{1a}^2 \cdot R_{1a}^{4/3}}. \quad (13)$$

In gleicher Weise wird ΔH_a aus den Werten der Querschnittsteile 2 und 3 berechnet. Alle Werte mit dem Index a sind Mittelwerte für den Abschnitt a . Sie werden als arithmetische Mittel aus den Werten der Querschnitte I und II gebildet.

Aus Gl. (13) ergibt sich die Teilabflußmenge:

$$Q_{1a} = \sqrt{\Delta H_a} \cdot \frac{k_{1a} \cdot F_{1a} \cdot R_{1a}^{2/3}}{l_{1a}^{1/2}}. \quad (14)$$

In gleicher Weise werden die Teilabflußmengen Q_{2a} und Q_{3a} berechnet. Auch sie sind Mittelwerte für den Abschnitt a , da zwischen Querschnitt I und II Wasserübertritte von den Vorländern in das Mittelwasserbett und umgekehrt stattfinden können.

Da $Q_{1a} + Q_{2a} + Q_{3a} = Q$, ergibt sich $Q = \sqrt{\Delta H_a} \cdot E_a$.

Es ist

$$E_a = \frac{k_{1a} \cdot F_{1a} \cdot R_{1a}^{2/3}}{l_{1a}^{1/2}} + \frac{k_{2a} \cdot F_{2a} \cdot R_{2a}^{2/3}}{l_{2a}^{1/2}} + \frac{k_{3a} \cdot F_{3a} \cdot R_{3a}^{2/3}}{l_{3a}^{1/2}}. \quad (15)$$

Der Energiehöhenverlust beträgt dann

$$\Delta H_a = (Q/E_a)^2. \quad (16)$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (11) ein, ergibt sich:

$$\alpha_1 = \alpha_0 \cdot F_1^2 \cdot A_1 / E_a^3. \quad (17)$$

Berechnet man ΔH_a aus den Werten F , R und k der einheitlichen Querschnitte I und II ebenso wie in Gl. (13), so erhält man mit den inzwischen eingeführten Bezeichnungen wieder wie in Gl. (9):

$$\Delta H_a = \frac{Q^2 \cdot l_a \cdot \varepsilon}{k_a^2 \cdot F_a^2 \cdot R_a^{4/3}}.$$

Der Korrekturbeiwert ε beträgt mit ΔH_a nach Gl. (16):

$$\varepsilon = \frac{k_a^2 \cdot F_a^2 \cdot R_a^{4/3}}{E_a^2 \cdot l_a}. \quad (18)$$

Der Wert ε ist jedoch für die weitere Berechnung nicht mehr unmittelbar erforderlich, da Gl. (16) schon den richtigen Wert von ΔH_a ergibt.

Um E_a nach Gl. (15) zu berechnen, sind für die Mittelwertbildungen die Werte k_{1II} , R_{1II} , F_{1II} usw. im Querschnitt II erforderlich. Dies setzt eine Schätzung der Wasserspiegellage in diesem Querschnitt voraus. Es soll dabei ein horizontaler Wasserspiegel angenommen werden. Das steht im scheinbaren Widerspruch zur früheren Annahme gleicher Energiehöhe in allen drei Querschnittsteilen. In Wirklichkeit liegen weder Energielinie noch Wasserspiegel horizontal. Der tatsächliche Verlauf kann jedoch nicht abgeschätzt werden. Im Bereich der hier möglichen Genauigkeit erscheinen beide Annahmen zulässig.

Die Wasserspiegellage in Querschnitt II wird durch die Wassertiefe t_{II} über dem Sohlenpunkt mit der Höhe y_{II}

gekennzeichnet. Die Probe für die Richtigkeit der Schätzung ergibt sich dann nach Abb. 1 und Gl. (1) durch folgende Bedingung:

$$y_{II} - y_I + t_{II} - t_I + \alpha_{II} v_{II}^2 / 2g - \alpha_I v_I^2 / 2g - \Delta H_a = 0.$$

Mit den Werten aus Gl. (16) und (17) ergibt sich nach einigen Umformungen schließlich:

$$y_{II} - y_I + t_{II} - t_I + \left(\frac{Q}{E_a} \right)^2 \left(\frac{\alpha_0 (A_{II} - A_I)}{2g \cdot E_a} - 1 \right) = 0. \quad (19)$$

Diese Gleichung reicht zusammen mit Gl. (12) und (15) für die Berechnung der Wasserspiegellage aus.

Die Teilwassermengen als Mittelwerte der Abschnitte ergeben sich dann aus Gl. (14). Für die Teilwassermengen in den Querschnitten I, II usw. ist folgender Ansatz gültig:

$$\frac{Q_{1I}}{Q_{1II}} = \frac{k_{1I} \cdot F_{1I} \cdot R_{1I}^{2/3}}{k_{1II} \cdot F_{1II} \cdot R_{1II}^{2/3}} = B_{1a}, \quad (20)$$

$$Q_{1I} = Q_{1II} \cdot B_{1a}. \quad (21)$$

Ferner ist, wenn man Q_{1a} als arithmetisches Mittel der Werte Q_{1I} und Q_{1II} ansieht,

$$1/2 \cdot (Q_{1I} + Q_{1II}) = Q_{1a}. \quad (22)$$

Aus den Gl. (20) und (21) ergibt sich

$$Q_{1I} = Q_{1a} \cdot 2 B_{1a} / (1 + B_{1a}), \quad (23)$$

$$Q_{1II} = Q_{1a} \cdot 2 / (1 + B_{1a}). \quad (24)$$

Wird die Teilwassermenge Q_{1II} aus den Werten des oberhalb liegenden Abschnittes b , Q_{1b} und B_{1b} ermittelt, so ergibt sich im allgemeinen ein etwas anderer Wert als mit den Werten aus Abschnitt a . In diesen Fällen erscheint es zweckmäßig, immer der Abflußmengenverteilung den Vorzug zu geben, die aus den Werten der oberhalb liegenden Strecke berechnet wird, da sich erfahrungsgemäß eine ungleiche Abflußmengen- oder Geschwindigkeitsverteilung noch bis weit unterhalb der Stelle bemerkbar macht, die sie hervorgerufen hat.

Die mittleren Geschwindigkeiten in den Querschnittsteilen ergeben sich als Quotienten aus Abflußmenge und Querschnittsfläche. Die Wasserübertritte vom Mittelwasserbett auf die Vorländer und umgekehrt lassen sich nach Ermittlung der Teilwassermengen in den einzelnen Querschnittsteilen auf einfache Weise ermitteln.

An einem Berechnungsbeispiel wird das oben beschriebene Verfahren erläutert.

Berechnungsbeispiel.

Ein Fluß, dessen Lageplan und Querschnitte Abb. 4 zeigt, führt eine Hochwassermenge von 1000 m³/s ab. Unterhalb Querschnitt I herrscht im Mittel bei regelmäßigen Querschnitten und gleichbleibendem Gefälle etwa gleichförmiger Abfluß. Aus Messungen und Berechnungen ergibt sich die Wasserspiegellage im Querschnitt I. Ihr werden folgende Ausgangswerte der Berechnung entnommen:

a) Ausgangswerte.

$$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Querschnitt I:

$$\text{Sohlenhöhe } y_I = 127,25 \text{ m} + \text{NN},$$

$$\text{Wasserspiegellage } 131,20 \text{ m} + \text{NN},$$

$$\text{Wassertiefe } t_I = 3,95 \text{ m},$$

$$F_1 = 119 \text{ m}^2; \quad F_2 = 37 \text{ m}^2; \quad F_3 = 45 \text{ m}^2,$$

$$U_1 = 33 \text{ m}; \quad U_2 = 19 \text{ m}; \quad U_3 = 25 \text{ m},$$

$$R_1 = 3,61 \text{ m}; \quad R_2 = 1,95 \text{ m}; \quad R_3 = 1,84 \text{ m},$$

$$k_1 = 40; \quad k_2 = 35; \quad k_3 = 35.$$

Abschnitt a:

$$l_{1a} = 120 \text{ m}; \quad l_{2a} = 137 \text{ m}; \quad l_{3a} = 109 \text{ m}.$$

Hieraus kann der Wert A_I nach Gl. (12) berechnet werden:

$$A_I = 84905.$$

Querschnitt II:

$$\text{Sohlenhöhe } y_{II} = 127,90 \text{ m} + \text{NN},$$

$$k_1 = 40; \quad k_2 = 30; \quad k_3 = 38.$$

b) 1. Schätzung von t_{II} . Im Querschnitt II und oberhalb ist der Abflußquerschnitt nur linksseitig durch einen Hoch-

wasserdamm begrenzt, während rechtsufrig die Talaue bei Hochwasser überflutet wird. Die Grenze des Überflutungsgebietes bildet eine Geländestufe. Querschnitt II ist erheblich breiter als Querschnitt I, so daß auf der Zwischenstrecke (Abschnitt a) der Abfluß beschleunigt erfolgt. Es wird daher angenommen, daß t_{II} größer ist als t_I .

$$\begin{aligned} t_{II} &= 4,00 \text{ m}, \\ F_1 &= 107 \text{ m}^2; & F_2 &= 91 \text{ m}^2; & F_3 &= 29 \text{ m}^2; \\ U_1 &= 31 \text{ m}; & U_2 &= 58 \text{ m}; & U_3 &= 15 \text{ m}; \\ R_1 &= 3,45 \text{ m}; & R_2 &= 1,57 \text{ m}; & R_3 &= 1,93 \text{ m}; \end{aligned}$$

Berechnung von A_{II} nach Gl. (12):

$$A_{II} = 70958,$$

$$A_{II} - A_I = 70958 - 84905 = -13947.$$

Mittelwerte für den Abschnitt a:

$$k_{1a} = 40; \quad k_{2a} = 30; \quad k_{3a} = 36,5.$$

Bei k_{2a} wurde keine Mitteilung vorgenommen, weil der ungünstigere Wert k_{2II} schon unmittelbar oberhalb von Querschnitt I gilt.

$$\begin{aligned} F_{1a} &= 113 \text{ m}^2; & F_{2a} &= 64 \text{ m}^2; & F_{3a} &= 37,5 \text{ m}^2, \\ R_{1a} &= 3,53 \text{ m}; & R_{2a} &= 1,76 \text{ m}; & R_{3a} &= 1,885 \text{ m}. \end{aligned}$$

Berechnung von E_a nach Gl. (15):

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{40 \cdot 113 \cdot 3,53^{2/3}}{120^{1/2}} + \frac{30 \cdot 64 \cdot 1,76^{2/3}}{137^{1/2}} + \\ &+ \frac{36,5 \cdot 37,5 \cdot 1,885^{2/3}}{109^{1/2}}, \end{aligned}$$

$$E_a = 1396,4.$$

c) Probe für die 1. Schätzung von t_{II} , Gl. (19):

$$127,90 - 127,25 + 4,00 - 3,95 + \left(\frac{1000}{1396,4} \right)^2 \left(-\frac{1,2 \cdot 13947}{19,62 \cdot 1396,4} - 1 \right) = 65 + 0,05 - 0,83 = -0,13 \text{ m}.$$

Der Fehler von $-0,13 \text{ m}$ kann nur durch einen größeren Wert t_{II} ausgeglichen werden. Eine Erhöhung auf $t_{II} = 4,05 \text{ m}$ erscheint ausreichend, da damit auch die Energieverlusthöhe verkleinert wird.

d) 2. Schätzung von t_{II} :

$$\begin{aligned} t_{II} &= 4,05 \text{ m}, \\ F_1 &= 108 \text{ m}^2; & F_2 &= 93 \text{ m}^2; & F_3 &= 30 \text{ m}^2, \\ U_1 &= 31 \text{ m}; & U_2 &= 58 \text{ m}; & U_3 &= 15 \text{ m}, \\ R_1 &= 3,49 \text{ m}; & R_2 &= 1,61 \text{ m}; & R_3 &= 2,00 \text{ m}, \end{aligned}$$

$$A_{II} = 64050 + 4055 + 5772 = 73877,$$

$$A_{II} - A_I = 73877 - 84905 = -11028,$$

$$\begin{aligned} F_{1a} &= 113,5 \text{ m}^2; & F_{2a} &= 65 \text{ m}^2; & F_{3a} &= 38 \text{ m}^2, \\ R_{1a} &= 3,55 \text{ m}; & R_{2a} &= 1,78 \text{ m}; & R_{3a} &= 1,92 \text{ m}, \end{aligned}$$

$$E_a = 966,0 + 244,5 + 204,8 = 1415,3.$$

e) Probe für die 2. Schätzung von t_{II} :

$$127,90 - 127,25 + 4,05 - 3,95 + \left(\frac{1000}{1415,3} \right)^2 \left(-\frac{1,2 \cdot 11028}{19,62 \cdot 1415,3} - 1 \right) = 0,65 + 0,10 - 0,74 = +0,01 \text{ m}.$$

$t_{II} = 4,05 \text{ m}$ ist also etwas zu hoch gegriffen, wie der positive Fehler von $0,01 \text{ m}$ zeigt. Würde man jedoch t_{II} auf $4,04 \text{ m}$ verkleinern, so muß wieder ein negativer Fehler entstehen, der

größer ist als $0,01 \text{ m}$. Es wäre unzweckmäßig, die Wassertiefe mit Millimetern anzugeben, da diese Genauigkeit mit einer Berechnung nie zu erreichen ist.

Somit ergibt sich: $t_{II} = 4,05 \text{ m}$.

Wasserspiegelhöhe: $127,90 + 4,05 = 131,95 \text{ m} + \text{NN}$

f) Teilwassermengen.

Nach Gl. (14) und (16) ergeben sich für den Abschnitt a:

$$Q_{1a} = \frac{1000}{1415,3} \cdot 966,0 = 682 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{2a} = \frac{1000}{1415,3} \cdot 244,5 = 173 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{3a} = \frac{1000}{1415,3} \cdot 204,8 = 145 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die zur Berechnung von Q_{1a} , Q_{2a} und Q_{3a} erforderlichen Faktoren werden der obigen Berechnung von E_a (2. Schätzung) entnommen.

Die Ermittlung der Teilwassermengen für die Querschnitte I und II erfolgt nach Gl. (23) und (24), sowie (20).

$$B_{1a} = 1,12, \quad B_{2a} = 0,52, \quad B_{3a} = 1,27.$$

Hieraus wird berechnet:

$$\begin{aligned} Q_{1I} &= 720 \text{ m}^3/\text{s}, & Q_{2I} &= 118 \text{ m}^3/\text{s}, & Q_{3I} &= 162 \text{ m}^3/\text{s}, \\ Q_{1II} &= 644 \text{ m}^3/\text{s}, & Q_{2II} &= 228 \text{ m}^3/\text{s}, & Q_{3II} &= 128 \text{ m}^3/\text{s}, \end{aligned}$$

Die Werte Q_1 , Q_2 und Q_3 ergeben in beiden Querschnitten wieder $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Kleinere Fehler sind dabei auszugleichen. Die Abflußmengen im Querschnitt II sind nach Berechnung des oberhalb liegenden Abschnittes b noch zu berichtigen. Legt man sie als vorläufige Werte der weiteren Berechnung zugrunde, so ergibt sich:

$$\Delta Q_1 = Q_{1I} - Q_{1II} = +76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Dem Mittelwasserbett fließen also im Abschnitt a zwischen den Querschnitten I und II insgesamt $76 \text{ m}^3/\text{s}$ von den Vorländern zu.

$$\Delta Q_2 = Q_{2I} - Q_{2II} = -110 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Von der überfluteten Talaue rechts fließen im Abschnitt a $110 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Mittelwasserbett, das sind $34 \text{ m}^3/\text{s}$ mehr als oben insgesamt als Zufluß berechnet wurde. Es fließen also vom Mittelwasserbett auf das linke Vorland $34 \text{ m}^3/\text{s}$ ab.

$$\Delta Q_3 = Q_{3I} - Q_{3II} = +34 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Die dritte Rechnung bestätigt dies.

g) Geschwindigkeitsverteilung.

Querschnitt I	Querschnitt II
$v_{1I} = 6,05 \text{ m/s}$,	$v_{1II} = 5,97 \text{ m/s}$,
$v_{2I} = 3,19 \text{ m/s}$,	$v_{2II} = 2,45 \text{ m/s}$,
$v_{3I} = 3,16 \text{ m/s}$,	$v_{3II} = 4,27 \text{ m/s}$,

h) Geschwindigkeitshöhenausgleichswerte. Gl. (11) und (12)

$$\alpha_I = 1,46, \quad \alpha_{II} = 1,67.$$

i) Korrekturbeiwert ε . Gl. (18) und (15)

$$\varepsilon = 0,767.$$

Da die beiden α -Werte und ε beträchtlich von 1,0 verschieden sind, würde ihre Vernachlässigung einen nicht unbedeutlichen Fehler bei der Berechnung der Wasserspiegellage und der davon abhängigen Werte verursachen.

Berechnung dreistieliger symmetrischer Stockwerksrahmen auf Windlast nach dem Drehwinkelausgleichsverfahren.

Von Dipl.-Ing. Sauvage, Beratender Ingenieur und Prüfenieur für Baustatik, Münster (Westf.).

In Der Bauingenieur 28 (1953) S. 91 hatte ich die Berechnung zweistieliger Stockwerksrahmen für Windlast gezeigt. Dasselbe Verfahren läßt sich auch bei drei- und mehrstieligen Rahmen anwenden, jedoch muß dabei auch ein Ausgleich über Kreuz vorgenommen werden.

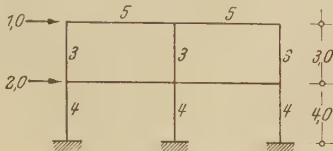
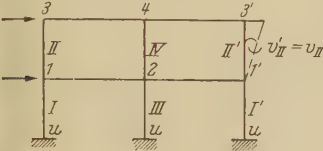
Die üblichen Näherungsverfahren für Windberechnung ergeben sehr ungenaue Werte, weil sie die Unterschiede der Steifigkeiten der dreistieligen Rand- und der vierstieligen Innenknoten und die oft vorhandenen Steifigkeitsunterschiede der Rand- und Innenstiele vernachlässigen.

Jede Belastung des Systems erzeugt eine Verdrehung der Knoten und der Stäbe, bis das System im Gleich-

gewicht ist. Dabei sind bei n Knoten und m Stockwerken nur $(n+m)$ Unbekannte zu ermitteln, deren Zahl sich bei Symmetrie noch vermindert. Durch Eliminierung der Stieldrehwinkel φ verringert sich die Zahl der Unbekannten auf $2/3 \cdot n$. Immerhin bleiben dann nach dem Drehwinkelverfahren noch $2/3 \cdot n$ Gleichungen aufzulösen.

Eine Vereinfachung ergibt der Drehwinkelausgleich, der ähnlich wie der Croßausgleich vorgenommen wird, mit dem Unterschied, daß statt drei bzw. vier Einspannungsmomente je Knoten nur ein Drehwinkel je Knoten auszugleichen ist. (Um durch Vergleich den Genauigkeitsgrad des Ausgleichsverfahrens zu zeigen, wurde im folgenden ein Beispiel mit nur zwei Stockwerken gewählt.)

Bezeichnet man
die Windkräfte je Riegel mit W_I, W_{II} usw.,
die Knoten mit 1, 2, 3 usw.,
die Riegel mit 12, 34, 21' usw.,
die Stiele mit I, II, III usw.,
die Stabsteifigkeiten mit $k=I/s$,
die Knotensteifigkeiten mit K ,
die Knotendrehwinkel mit $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ usw. (rechtsdrehend positiv),
die Stieldrehwinkel mit v_I, v_{II}, v_{III} usw.
(die Riegeldrehwinkel sind = 0!),
und die Belastungsglieder mit L , so wird für das Beispiel:



$$W_{I+II} = W_I + W_{II},$$
$$= \sum_1^n W,$$
$$v_I = v_{III} = v_{I'},$$
$$v_{II} = v_{IV} = v_{II'};$$

3, 4 und 5 sind die Stabsteifigkeiten $k = c \cdot I/s$ (c = beliebige Konstante),
 $k_{I \cdot II} = k_I \cdot k_{II}$;

aus den Momentengleichungen für den Knoten I

$$M_{1u} = 2 k_I \varphi_1 - 3 k_I v_I$$
$$M_{12} = 2 k_{12} \varphi_1 + k_{12} \varphi_2$$
$$M_{13} = 2 k_{II} \varphi_1 + k_{II} \varphi_3 - 3 k_{II} v_{II}$$

$$M = 2(k_I + k_{12} + k_{II}) \varphi_1 + k_{12} \varphi_2 + k_{II} \varphi_3 - 3 k_I v_I - 3 k_{II} v_{II} = 0$$

die Knotengleichung 1:

$$K_I \varphi_1 + k_{12} \varphi_2 + k_{II} \varphi_3 - 3 k_I v_I - 3 k_{II} v_{II} = 0; \quad (1)$$

aus Knoten 2:

$$M_{2u} = 2 k_{III} \varphi_2 - 3 k_{III} v_I$$
$$M_{21} = 2 k_{12} \varphi_2 + k_{12} \varphi_1 = M_{21'}$$
$$M_{24} = 2 k_{IV} \varphi_2 + k_{IV} \varphi_4 - 3 k_{IV} v_{II}$$

$$\sum M = k_{12} \varphi_1 + 2(k_{III} + 2 k_{12} + k_{IV}) \varphi_2 + k_{IV} \varphi_4 - 3 k_{III} v_I - 3 k_{IV} v_{II} = 0 \quad (2)$$

(die Knotengleichungen 3 und 4 entsprechend); aus dem Moment $M_I^o = W_{I+II} \cdot h_I$ die Momentengleichungen für Stockwerk I (Kopf- + Fußmomente = M^o , die Momente am Stiel I' sind gleich denen am Stiel I):

$$M_{1u} = 2 k_I \varphi_1 - 3 k_I v_I = M_{1'u}$$
$$M_{u1} = k_I \varphi_1 - 3 k_I v_I = M_{u1'}$$
$$M_{2u} = 2 k_{III} \varphi_2 - 3 k_{III} v_I$$
$$M_{u2} = k_{III} \varphi_2 - 3 k_{III} v_I$$
$$\sum M = 2 \cdot 3 k_I \varphi_1 + 3 k_{III} \varphi_2 - 2 \cdot 6 k_I v_I - 6 k_{III} v_I = M_I^o$$

die Kettengleichung I:

$$6 k_I \varphi_1 + 3 k_{III} \varphi_2 - (12 k_I + 6 k_{III}) v_I = -M_I^o, \quad (I)$$

entsprechend:

$$6 k_{II} \varphi_1 + 6 k_{II} \varphi_3 + 3 k_{II} \varphi_2 + 3 k_{II} \varphi_4 - (12 k_{II} + 6 k_{IV}) v_{II} = -M_{II}^o \quad (II)$$

Hieraus folgt die Drehwinkelmatrix

φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	v_I	v_{II}	L
K_I	k_{12}	k_{II}	—	$-3 k_I$	$-3 k_{II}$	0 (1)
$2 k_{12}$	K_2	—	k_{IV}	$-3 k_{III}$	$-3 k_{IV}$	0 (2)
k_{II}	—	K_3	k_{34}	—	$-3 k_{II}$	0 (3)
—	k_{IV}	$2 k_{34}$	K_4	—	$-3 k_{IV}$	0 (4)
$6 k_I$	$3 k_{III}$	—	—	$-12 k_I$	—	$-W_{I+II} \cdot h_I$ (I)
—	—	—	—	$-6 k_{III}$	—	—
$6 k_{II}$	$3 k_{IV}$	$6 k_{II}$	$3 k_{IV}$	—	$-12 k_{II}$	$-W_{II} h_{II}$ (II)
—	—	—	—	—	$-6 k_{IV}$	—

Darin sind

$$K_1 = 2 \sum k_1 = 2(k_I + k_{12} + k_{II}),$$
$$K_2 = 2 \sum k_2 = 2(2 k_{12} + k_I + k_{II}),$$
$$K_3 = 2 \sum k_3 = 2(k_{II} + k_{34}),$$
$$K_4 = 2 \sum k_4 = 2(2 k_{34} + k_{IV}).$$

Setzt man

$$-W_{I+II} \cdot h_I = M_I^o,$$
$$-W_{II} \cdot h_{II} = M_{II}^o,$$
$$4 k_I + 2 k_{III} = N_I,$$
$$4 k_{II} + 2 k_{IV} = N_{II},$$
$$k_I \cdot k_{III} = k_I \cdot III,$$

so ergibt sich aus Gl. (I) und (II):

$$\left. \begin{aligned} 6 k_I \varphi_1 + 3 k_{III} \varphi_2 - 3(4 k_I + 2 k_{III}) v_I &= M_I^o, \\ 3 v_I &= (6 k_I \varphi_1 + 3 k_{III} \varphi_2 - M_I^o) / N_I, \end{aligned} \right\} \quad (I)$$

$$3 v_{II} = (6 k_{II} \varphi_1 + 3 k_{IV} \varphi_2 + 6 k_{II} \varphi_3 + 3 k_{IV} \varphi_4 - M_{II}^o) / N_{II} \quad (II)$$

Eingesetzt in Gl. (1)–(4)

φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	L
K_1	k_{12}	k_{II}	—	—
$-6 k_I^2 / N_I$	$-3 k_{I \cdot III} / N_I$	—	—	$-k_I M_I^o / N_I$ (1)
$-6 k_{II}^2 / N_{II}$	$-3 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-6 k_{II}^2 / N_{II}$	$-3 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-k_{II} M_{II}^o / N_{II}$
$2 k_{12}$	K_2	—	k_{IV}	—
$-6 k_{I \cdot III} / N_I$	$-3 k_{III}^2 / N_I$	—	—	$-k_{III} M_I^o / N_I$ (2)
$-6 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-3 k_{IV}^2 / N_{II}$	$-6 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-3 k_{IV}^2 / N_{II}$	$-k_{IV} M_{II}^o / N_{II}$
k_{II}	—	K_3	k_{34}	—
$-6 k_{II}^2 / N_{II}$	$-3 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-6 k_{II}^2 / N_{II}$	$-3 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-k_{II} M_{II}^o / N_{II}$ (3)
—	k_{IV}	$2 k_{34}$	K_4	—
$-6 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-3 k_{IV}^2 / N_{II}$	$-6 k_{II \cdot IV} / N_{II}$	$-3 k_{IV}^2 / N_{II}$	$-k_{IV} M_{II}^o / N_{II}$ (4)

In dem Zahlenbeispiel ist:

$$M_I^o = -3,0 \cdot 4,0 = -12,0,$$
$$M_{II}^o = -1,0 \cdot 3,0 = -3,0,$$
$$K_1 = 2 \sum k_1 = 2(4 + 5 + 3) = 24,$$
$$K_2 = 2 \sum k_2 = 2(4 + 2 \cdot 5 + 3) = 34,$$
$$K_3 = 2 \sum k_3 = 2(3 + 5) = 16,$$
$$K_4 = 2 \sum k_4 = 2(3 + 2 \cdot 5) = 26,$$
$$N_I = 4 k_I + 2 k_{III} = 24,$$
$$N_{II} = 4 k_{II} + 2 k_{IV} = 18.$$

a	b	c	$-d$	L_1
$2b$	e	$-2d$	f	L_2
c	$-d$	g	h	L_3
$-2d$	f	$2h$	i	L_4

$$a = K_1 - 6 k_I^2 / N_I - 6 k_{II}^2 / N_{II} = 24 - 6 \cdot 16 / 24 - 6 \cdot 9 / 18 = 17,$$
$$b = k_{12} - 3 k_{I \cdot III} / N_I - 3 k_{II \cdot IV} / N_{II} = 5 - 3 \cdot 4 \cdot 4 / 24 - 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 1,5,$$
$$c = k_{II} - 6 k_{II}^2 / N_{II} = 3 - 6 \cdot 9 / 18 = 0,$$
$$d = 3 k_{II \cdot IV} / N_{II} = 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 1,5,$$
$$e = K_2 - 3 k_{III}^2 / N_I - 3 k_{IV}^2 / N_{II} = 34 - 3 \cdot 4 \cdot 4 / 24 - 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 30,5,$$
$$f = k_{IV} - 3 k_{IV}^2 / N_{II} = 3 - 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 1,5,$$
$$g = K_3 - 6 k_{II}^2 / N_{II} = 16 - 6 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 13,$$
$$h = k_{34} - 3 k_{II \cdot IV} / N_{II} = 5 - 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 3,5,$$
$$i = K_4 - 3 k_{IV}^2 / N_{II} = 26 - 3 \cdot 3 \cdot 3 / 18 = 24,5,$$

$$\begin{aligned}
 L_1 &= -k_I M_I^0/N_I - k_{II} M_{II}^0/N_{II} = +4 \cdot 12,0/24 + 3 \cdot 3,0/18 = 2,5, \\
 L_2 &= -k_{III} M_I^0/N_I - k_{IV} M_{II}^0/N_{II} = +4 \cdot 12/24 + 3 \cdot 3/18 = 2,5, \\
 L_3 &= -k_{II} M_{II}^0/N_{II} = 0,5, \\
 L_4 &= -k_{IV} M_{II}^0/N_{II} = 0,5.
 \end{aligned}$$

φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	L
17	1,5	0	-1,5	2,5
3	30,5	-3	1,5	2,5
0	-1,5	13	3,5	0,5
-3	1,5	7	24,5	0,5

Determinantenauflösung:

$$\begin{aligned}
 a_1 &= af + 2bd = 17 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 30, \\
 b_1 &= bf + de = 1,5 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 30,5 = 48, \\
 c_1 &= -2dd = -2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = -4,5, \\
 a_2 &= ah = 17 \cdot 3,5 = 59,5, \\
 b_2 &= bh - dd = 1,5 \cdot 3,5 - 1,5 \cdot 1,5 = 3, \\
 c_2 &= dg = 1,5 \cdot 13 = 19,5, \\
 a_3 &= ai - 2dd = 17 \cdot 24,5 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 412, \\
 b_3 &= bi + df = 1,5 \cdot 24,5 + 1,5 \cdot 1,5 = 39, \\
 c_3 &= 2dh = 2 \cdot 1,5 \cdot 3,5 = 10,5, \\
 C_1 &= fL_1 + dL_2 = 1,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 2,5 = 7,5, \\
 C_2 &= hL_1 + dL_3 = 3,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 0,5 = 9,5, \\
 C_3 &= iL_1 + dL_4 = 24,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 0,5 = 62,0,
 \end{aligned}$$

(s. Betonkalender 1953, I, Nr. 3, S. 33—34):

$$\begin{aligned}
 D_n &= 30(3 \cdot 10,5 - 39 \cdot 19,5) + \\
 &+ 59,5(-39 \cdot 4,5 - 48 \cdot 10,5) + \\
 &+ 412(48 \cdot 19,5 + 3 \cdot 4,5) = \\
 &= -30 \cdot 729 - 59,5 \cdot 679,5 + 412 \cdot 949,5 = \\
 &= -21870 - 40430 + 391194 = 328894, \\
 \varphi_1 &= (-7,5 \cdot 729 - 9,5 \cdot 679,5 + 62 \cdot 949,5)/328894 = \\
 &= (-5467,5 - 6455,25 + 58869)/328894 = 0,1427, \\
 \varphi_2 &= 7,5(19,5 \cdot 412 - 10,5 \cdot 59,5)/328894 + \\
 &+ 9,5(10,5 \cdot 30 + 4,5 \cdot 412)/328894 + \\
 &+ 62(-4,5 \cdot 59,5 - 19,5 \cdot 30)/328894 = \\
 &= [7,5(8034 - 624,75) + 9,5(315 + 1854) - \\
 &- 62(267,75 + 585)]/328894 = 0,0709, \\
 \varphi_3 &= 7,5(59,5 \cdot 39 - 412 \cdot 3)/328894 + \\
 &+ 9,5(412 \cdot 48 - 30 \cdot 39)/328894 + \\
 &+ 62(30 \cdot 3 - 59,5 \cdot 48)/328894 = \\
 &= [7,5(2320,5 - 1236) + 9,5(19776 - 1170) + \\
 &+ 62(90 - 2856)]/328894 = 0,0407, \\
 17 \cdot 0,1427 + 1,5 \cdot 0,0709 - 1,5 \varphi_4 &= 2,5, \\
 \varphi_4 &= (2,4259 + 0,10635 - 2,5)/1,5 = 0,0215.
 \end{aligned} \quad (1)$$

Hieraus ergeben sich die Stabdrehwinkel v und die Endmomente.

Diese Auflösung erfordert aber bei mehr als 2 Geschossen eine erhebliche Rechenarbeit. Weit schneller und einfacher erhält man die Drehwinkel aus dem Ausgleich der Grunddrehwinkel. Bis zu der auf $n (= 4)$ Gleichungen reduzierten Matrix ist der Entwicklungsgang der gleiche.

Bezeichnet man die Diagonalglieder von links oben nach rechts unten mit K' , so ergibt sich unmittelbar:

$$\begin{aligned}
 N_I &= 4k_I + 2k_{III} = 24, \\
 N_{II} &= 4k_{II} + 2k_{IV} = 18, \\
 K'_1 &= 2 \sum k_1 - 6k_{II}^2/N_I - 6k_{IV}^2/N_{II} = \\
 &= 2(4 + 5 + 3) - 6 \cdot 4 \cdot 4/24 - 6 \cdot 3 \cdot 3/18 = 17, \\
 K'_2 &= 2 \sum k_2 - 3k_{III}^2/N_I - 3k_{IV}^2/N_{II} = \\
 &= 2(4 + 2 \cdot 5 + 3) - 3 \cdot 4 \cdot 4/24 - 3 \cdot 3 \cdot 3/18 = 30,5, \\
 K'_3 &= 2 \sum k_3 - 6k_{II}^2/N_{II} = 2(3 + 5) - 6 \cdot 3 \cdot 3/18 = 13, \\
 K'_4 &= 2 \sum k_4 - 3k_{IV}^2/N_{II} = 2(3 + 2 \cdot 5) - 3 \cdot 3 \cdot 3/18 = 24,5, \\
 L_1 &= +k_I \sum_{I} W h_I/N_I + k_{II} \sum_{II} W h_{II}/N_{II} = \\
 &= +4(2,0 + 1,0) 4,0/24 + 3 \cdot 1,0 \cdot 3,0/18 = +2,0 + 0,5 = +2,5,
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_2 &= +k_{III} \sum_{I} W h_I/N_I + k_{IV} \sum_{II} W h_{II}/N_{II} = +2,0 + 0,5 = +2,5, \\
 L_3 &= +k_{II} \sum_{II} W h_{II}/N_{II} = +0,5, \\
 L_4 &= +k_{IV} \sum_{II} W h_{II}/N_{II} = +0,5,
 \end{aligned}$$

und die Grundmomente $\varphi^0 = L/K'$

$$\begin{aligned}
 \varphi_1^0 &= 2,5/17 = 0,1470, \\
 \varphi_2^0 &= 2,5/30,5 = 0,0820, \\
 \varphi_3^0 &= 0,5/13 = 0,0384, \\
 \varphi_4^0 &= 0,5/24,5 = 0,0204.
 \end{aligned}$$

Die Übertragungswerte ergeben sich aus den Winkelbeiwerten dividiert durch K' mit umgekehrten Vorzeichen:

$$\begin{aligned}
 \text{Gl. (1)} \quad \gamma_{21} &= -(k_{12} - 3k_{I,III}/N_I - 3k_{II,IV}/N_{II})/K'_1 = \\
 &= -(5 - 3 \cdot 4 \cdot 4/24 - 3 \cdot 3 \cdot 3/18)/17 = \\
 &= -(5 - 2 - 1,5)/17 = -0,0883, \\
 \gamma_{31} &= -(k_{II} - 6k_{II}^2/N_{II})/17 = \\
 &= -(3 - 6 \cdot 3 \cdot 3/18)/17 = -0, \\
 \gamma_{41} &= +(3k_{II,IV}/N_{II})/17 = +1,5/17 = +0,0883, \\
 \text{Gl. (2)} \quad \gamma_{12} &= -(2k_{12} - 6k_{I,III}/N_I - 6k_{II,IV}/N_{II})/K'_2 = \\
 &= -(2 \cdot 5 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 1,5)/30,5 = -0,0984, \\
 \gamma_{32} &= +(6k_{II,IV}/N_{II})/K'_2 = +3/30,5 = +0,0984, \\
 \gamma_{42} &= -(k_{IV} - 3k_{IV}^2/N_{II})/K'_2 = \\
 &= -(3 - 3 \cdot 3 \cdot 3/18)/30,5 = -0,0492, \\
 \text{Gl. (3)} \quad \gamma_{13} &= -(k_{II} - 6k_{II}^2/N_{II})/K'_3 = -(3 - 3)/13 = 0, \\
 \gamma_{23} &= +(3k_{II,IV}/N_{II})/K'_3 = +1,5/13 = +0,1154, \\
 \gamma_{43} &= -(k_{34} - 3k_{II,IV}/N_{II})/K'_3 = \\
 &= -(5 - 1,5)/13 = -0,2690, \\
 \text{Gl. (4)} \quad \gamma_{14} &= +(6k_{II,IV}/N_{II})/K'_4 = +3/24,5 = +0,1224, \\
 \gamma_{24} &= -(k_{IV} - 3k_{IV}^2/N_{II})/K'_4 = \\
 &= -(3 - 1,5)/24,5 = -0,0613, \\
 \gamma_{34} &= -(2k_{34} - 6k_{II,IV}/N_{II})/K'_4 = \\
 &= -(2 \cdot 5 - 3)/24,5 = -0,2857.
 \end{aligned}$$

Bei weiteren Stockwerken ist jeweils der Index von k entsprechend zu ändern. Der Ausgleich erfolgt wie beim Großverfahren, zuerst von den Knoten 1 und 4, dann bei 2 und 3.

3	-2857		-2690		4	0,0204 = 0,02040 0,01800 -0,00408 -0,00940 = 0,00452 -0,00050 -0,00021 -0,00185 = -0,00256 0,02236
	0,0384	-0,00548 = 0,03292	0,00768	-0,00122 = 0,00646	0,00040 = 0,00040	0,03978
	12,24	-0,984	-0,883	11,54	-0,613	
	0,1470 = 0,14700	0,00180	-0,00587 = -0,00407	0,00040	-0,00030 = 0,00010	0,14303
1	0,1470 = 0,14700		0,00180		2	0,08200
	-0,00180 = -0,00180		-0,00587 = -0,00407			-0,01445
	0,00040		-0,00030 = 0,00010			-0,00100 = 0,06655
	-0,00030 = 0,00010		0,14303			0,00324
						0,00040
						-0,00022 = 0,00342
						0,00064 = 0,00064
						0,07061

Die Ergebnisse stimmen genau genug überein.

Die Abweichungen sind bei

$$\begin{aligned}\varphi_1 &= +0,21 \%, \\ \varphi_2 &= -0,42 \%, \\ \varphi_3 &= -2,21 \%, \\ \varphi_4 &= +4,18 \%. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3 v_I &= (6 \cdot 4 \cdot 0,1430 + 3 \cdot 4 \cdot 0,0706 + 12,0)/24 = \\ &= 0,1430 + 0,0353 + 0,5 = 0,6783, \\ 3 v_{II} &= (6 \cdot 3 \cdot 0,1430 + 3 \cdot 3 \cdot 0,0706 + 6 \cdot 3 \cdot 0,0398 + \\ &\quad + 3 \cdot 3 \cdot 0,0224 + 3,0)/18 = \\ &= 0,1430 + 0,0353 + 0,0398 + 0,0112 + 0,1667 = 0,3960.\end{aligned}$$

Am Stab ik ist:

$$\begin{aligned}M_{ik} &= k_{ik} (2 \varphi_i + \varphi_k - 3 v_{ik}), \\ M_{u1} &= 4 (0,1430 - 0,6783) = -2,14 \text{ tm}, \\ M_{1u} &= 4 (0,2860 - 0,6783) = -1,57 \text{ tm} (+), \\ M_{12} &= 5 (0,2860 + 0,0706) = +1,78 \text{ tm}, \\ M_{13} &= 3 (0,2860 + 0,0398 - 0,3960) = -0,21 \text{ tm},\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{u2} &= 4 (0,0706 - 0,6783) = -2,43 \text{ tm}, \\ M_{2u} &= 4 (0,1412 - 0,6783) = -2,15 \text{ tm} (+), \\ M_{21} &= 5 (0,1412 + 0,1430) = +1,42 \text{ tm} (-), \\ M_{21'} &= +1,42 \text{ tm}, \\ M_{24} &= 3 (0,1412 + 0,0224 - 0,3960) = -0,70 \text{ tm}, \\ M_{31} &= 3 (0,0796 + 0,1430 - 0,3960) = -0,52 \text{ tm} (+), \\ M_{34} &= 5 (0,0796 + 0,0224) = +0,51 \text{ tm}, \\ M_{42} &= 3 (0,0448 + 0,0706 - 0,3960) = -0,84 \text{ tm} (+), \\ M_{43} &= 5 (0,0448 + 0,0398) = +0,42 \text{ tm} (-), \\ M_{43'} &= +0,42 \text{ tm},\end{aligned}$$

Kontrolle: $\sum M_i = 0, \sum M_k = 0,$
 $\sum M_1 = -1,57 + 1,78 - 0,21 = 0,00,$
 $\sum M_2 = -2,15 + 1,42 + 1,42 - 0,70 = -0,01,$
 $\sum M_3 = -0,52 + 0,51 = -0,01,$
 $\sum M_4 = -0,84 + 0,42 + 0,42 = 0,00.$

Kurze Technische Berichte.

Schwingdrahtdehnungsmesser für Langzeitversuche an Baukonstruktionen.

Bei Dehnungsmessungen an Bauwerken mit dem Ziel, Verformungen oder Spannungsänderungen über lange Zeiträume, unter Umständen viele Jahre, zu ermitteln, müssen an die dabei benutzten Meßgeräte ganz besondere Anforderungen gestellt werden, die derart sind, daß die in der Laborpraxis und der Kurzzeit-Meßtechnik benutzten Meßgeräte für diese Sonderzwecke ungeeignet sind. Langzeit-Meßgeräte müssen besonders robust gebaut und unempfindlich gegen Stöße, Schwingungen, Feuchtigkeits- und Temperaturänderungen sein; auch dürfen sie keine hohen Kosten verursachen, da sie oft im Innern von Hohlräumen angesetzt werden und verlustig gehen. Ihre Meßwerte müssen von außen leicht und zuverlässig abgenommen werden können; aus diesem Grunde kommen nur Geräte in Frage, die eine durch elektrische Größen ausdrückbare Veränderliche anzeigen. Für diesen Zweck haben sich besonders die Schwingdraht-Dehnungsmesser brauchbar erwiesen. Ein von der Building Research Station in England entwickeltes, sowohl bei einzelnen Baugliedern als auch bei fertigen Bauwerken während und nach der Montage, z. B. Stahlskelett-Gebäuden, Stahl- und Betonbrücken, Tunnelkonstruktionen, mit Erfolg angewandtes Schwingdrahtgerät soll im folgenden hinsichtlich seines Aufbaues, seiner Wirkungsweise und der damit gemachten Erfahrungen beschrieben werden.

Das Meßgerät, genauer gesagt, der Geber, besteht aus einem Stahldraht, der unter Zugspannung auf dem Prüfkörper befestigt und in Eigenfrequenz erregt wird. Da die Eigenfrequenz des Drahtes nach der Beziehung $n^2 = \text{const} \cdot a/l^2$ von der Zugspannung abhängt, ist die Änderung der Eigenfrequenz ein Maß für die Änderung des Drahtes. Wenn sich nun die Länge des zu prüfenden Bauteils unter einer äußeren oder inneren Kraft ändert, dehnt oder verkürzt, macht der Draht diese Längenänderung mit, wodurch seine Zugspannung und damit seine Eigenfrequenz einen anderen Wert annimmt. Durch Abstimmen des Meßdrahtes mit einem Bezugsdraht, dessen Spannung durch einen geeichten Kontrollstab geändert werden kann, können Spannungsänderungen direkt durch den Unterschied in der Skalenanzeige ermittelt werden, wenn die Frequenz des Bezugsdrahtes dem gleichen Gesetz folgt. Die Abstimmung kann im Kopfhörer oder Lautsprecher in bekannter Weise durch Beseitigung der Schwebung infolge zweier verschiedener Frequenzen oder mittels Elektronenstrahl-Oszillograph erfolgen, wobei durch zwei Drähte erzeugte schwingende elektrische Potentiale benutzt werden, um den Elektronenstrahl in zwei aufeinander senkrecht stehende Richtungen abzubiegen, so daß auf dem Bildschirm der Röhre eine elliptische Lissajous-Figur entsteht.

Die unter Spannung stehende Drahtlänge braucht nicht unbedingt die gleiche zu sein wie die Gerätlänge, sofern erstere in einem konstanten Verhältnis zur letzteren bei Geräten mit gleicher Eichung steht. Die freie Schwinglänge l des Drahtes kann auf eine etwas kürzere Länge zwischen zwei Stegen, wie in manchen Musikinstrumenten, begrenzt sein. Bei den bisher bekannten Schwingdrahtgeräten, dem von Maihak und von der Building Research Station, ist die Gerätlänge ideal definiert

durch zwei Schneiden, deren jede einen Endpunkt des Drahtes trägt. Diese Geräte sind in sich selbsttragend und leicht durch Klammern zu befestigen, aber zu empfindlich und teuer für Versuche auf Baustellen und in Fällen, in denen sie verloren gehen, obwohl man bei Kurzzeitversuchen, ohne diese besonderen Bedingungen, gute Ergebnisse mit ihnen erzielt.

Um die durch die Klammerbefestigung bedingten Nachteile, Gleiten der Schneiden bei Stößen und Schwingungen, zu beseitigen, wurde bei dem nachfolgend behandelten Langzeitgerät, dessen Draht mittels am Prüfkörper mit Gewinde angesetzter Halter befestigt ist, eine kleine Ungenauigkeit in der Definition der Gerätlänge in Kauf genommen. Diese Ungenauigkeit ergibt sich aus der örtlichen Veränderung der Spannungsbedingungen in dem Prüfkörper um jedes der beiden Befestigungslöcher für die Meßdrahthalter herum, aus welchem Grunde die Bewegung

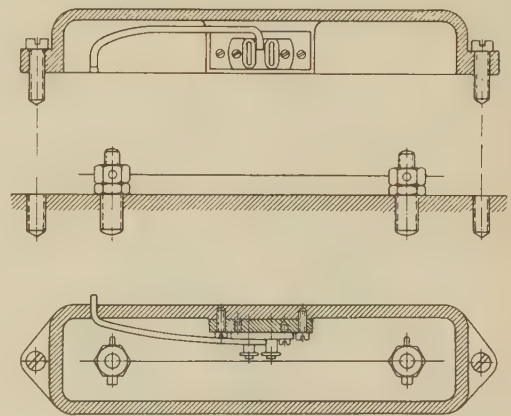


Abb. 1. Schwingdraht-Meßgerät der Building Research Station.

zwischen den Mittelachsen der Halter nicht genau die gleiche ist, wie wenn die Halter ohne Löcher auf dem Prüfkörper befestigt wären. Es zeigte sich aber, daß diese Ungenauigkeit bei dem benutzten Verhältnis von Drahtlänge zu Halterdurchmesser von 16 : 1 unwesentlich ist. Im übrigen ist die Ungenauigkeit bei mehreren Geräten etwas verschieden, da, wegen der Verspannung der Haltergewinde gegen den Prüfkörper, die Halter wie ein Stück mit dem Prüfkörper aufzufassen sind und diese Ähnlichkeit im Verhalten der verschiedenen Geräte, die durch den Normaleichversuch bestätigt wird, es unnötig macht, jedes Gerät für sich zu eichen. Da die Eichung automatisch auf die erwähnte Änderung der Spannung im Prüfkörper Rücksicht nimmt, kann der kleine Fehler bei der Gerätlänge vernachlässigt werden. Das Langzeitgerät ist in Abb. 1 und 2 dargestellt. Der Draht sitzt in zwei pfostenartigen Haltern, die mittels $\frac{3}{8}$ " Gewinde in 150 mm Abstand am Prüfkörper befestigt sind, wobei sie durch Kontermuttern am Drehen in bezug auf die Drahtachse verhindert sind. Der 0,46-mm- ϕ -Draht liegt in jedem der Halter in einer Bohrung und wird durch je einen konischen Stift, der in eine rechtwinklig zur genannten Bohrung befindliche,

höher liegende konische Bohrung getrieben ist, etwa bei $\frac{1}{3}$ seines Durchmessers festgeklemt. Zur Hervorbringung der Drahtspannung wird der Draht in einem Halter festgeklemt, während am anderen Drahtende eine mit einer geeichten Feder betätigte Spannvorrichtung angreift, welche an den oberen Gewindeenden der beiden Halter angesetzt wird. Durch diese Spannmethod ist die Spannweite des Drahtes durch die Stifte festgelegt und damit fast gleich der Gerätlänge. Seine freie Schwinglänge l ist dann durch die gegenüberliegenden Enden der Bohrungen bestimmt, welche sehr genau ausgemessen wird.

Da es bei den Haltern Abb. 2 Mühe machte, die Bohrungen in die Fluchtlinie des Drahtes und die konischen Stifte in die genau richtige Lage zu bekommen, wurde die in Abb. 3 gezeigte geänderte Halterbauart entwickelt, bei der nur Normteile und solche Teile, die leicht mit der erforderlichen Genauigkeit ange-

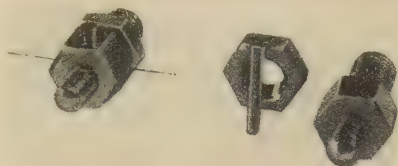


Abb. 2. Haltevorrichtungen für den Schwingdraht.

fertigt werden können, zur Anwendung gelangen. Der Hauptbolzen wird fest bis zum Grunde des Gewindeloches in den Prüfkörper eingeschraubt, wobei er, ohne daß ein genaues Fluchten nötig ist, die erforderliche Vorspannung erhält. Auf diesem Hauptbolzen sitzt eine hohe Ringmutter, in der zwei Scheiben und Stifte angeordnet sind. Über diesen Teilen befindet sich eine Stiftschraube, welche den Draht zwischen den sich auf die Scheiben abstützenden Stiften festklemmt. Die Stifte bestimmen sowohl die Einspannlänge als auch die Schwinglänge l des Drahtes.

Im Hinblick darauf, daß die Drähte unter Umständen lange Zeit der Feuchtigkeit ausgesetzt sind und gleichzeitig bei hoher Kriechfestigkeit magnetisch sein müssen, wurden Spezialdrähte aus einem nichtrostenden Stahl von 0,06% C; 0,31% Si; 0,7% Mn; 21% Cr benützt, welche eine Bruchlast von 22 kg hatten. Ihre Belastung im Betrieb sollte wegen Kriechgefahr bei Stahlskelettbauten nicht höher als 5,4 kg sein, was einer Eigenfrequenz von 700/sec. entspricht. Bei Spannbeton-Bauwerken wurde eine höhere Belastung der Drähte nötig, weshalb man dabei silberplattierten Klaviersaitendraht verwendete.

Die Schwingungserzeugung geschieht durch Erregung des Drahtes mittels eines durch Kondensator-Entladung betriebenen

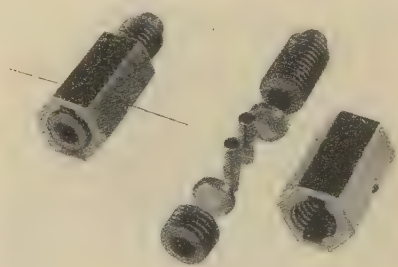


Abb. 3. Umkonstruierte Haltevorrichtungen.

Elektromagneten, der auch gleichzeitig das durch die Schwingung erzeugte elektrische Potential aufnimmt; dieses wird nach Durchgang durch einen Verstärker in die Kopfhörer oder den Oszillographen eingeleitet. Für Meßgeräte, die von außen zugänglich und nur mit einem leichten Deckel verschlossen sind, wird ein leichter tragbarer Magnet verwendet, der auf die oberen Gewindeenden der Halter geschraubt wird. Geräte, die unzugänglich in Hohlräume usw. eingebaut werden, sind mit festen Gußeisen- oder leichten Messingdeckeln versehen, an deren Innenseite der Elektromagnet befestigt ist (Abb. 1). In diesen Fällen ist der Magnet nach dem Zusammenbau mit einem Wachsüberzug versehen und der Deckel mit einer plastisch bleibenden Dichtungspaste auf den Prüfkörper aufgesetzt.

Als Bezugsgeräte fanden die oben erwähnten Maihak- und Building Research Station-Geräte Verwendung, bei denen zur Spannungserzeugung Mikrometerschrauben benutzt wurden, die

in dem einen Fall über einen gekröpften Hebel, im anderen Fall über eine Feder wirken. Die Mikrometerskala ist in Spannungseinheiten geeicht.

Bei den Versuchen zeigte sich, daß insbesondere in den ersten Versuchsstunden, die vielfach im Lärm und den Erschütterungen der Bauwerksmontage lagen, das akustische Abstimmen viel länger dauerte und viel ermüdender war, als das mit den Oszillographen. Auch schien dieses empfindlicher und genauer zu sein als das akustische, setzt allerdings eine größere Übung des Bedienungsmannes voraus.

Besondere Vorkehrungen für die elektrischen Verbindungen zwischen Meßgerät und Anzeigensinstrument waren nicht nötig, da es sich bei der Aufnahme nur um einen Vergleich der Frequenzen handelt. Auch eine größere Anzahl von Geräten kann durch eine einfache Schaltung bedient werden, was ein großer Vorteil vor den elektrischen Widerstands- und ähnlichen Geräten ist.

Eine weitere Annehmlichkeit besteht darin, daß die Schwingdrähte der Meß- und Bezugsgeräte nicht unbedingt von untereinander gleicher Länge und gleichem Durchmesser zu sein brauchen; es genügt, wenn die Frequenzen der Meß- und Bezugsdrähte den gleichen Gesetzen gehorchen und den gleichen Arbeitsbereich aufweisen. Diese Eigenschaften beruhen auf der Tatsache, daß jede Spannungsmessung am besten durch einen doppelten Vergleich ausgeführt wird, wobei der Bezugsdraht nur eine Vermittlerrolle spielt. Dieser wird nacheinander gegen den Meßdraht, welcher die unbekannte Spannung anzeigt, und einem zweiten Meßdraht, der an einem Eichkörper mit bekannter



Abb. 4. Eichsäule mit vier Schwingdrahtgeräten.

Spannung angesetzt ist, abgestimmt. Dadurch wird die unbekannte Spannung mit der bekannten verglichen. Die zweite Abstimmung ist eine aus einer Reihe von Messungen, welche die Eichung des Bezugsgerätes darstellt und den ganzen Spannungsbereich umfaßt. Die Bezugsgeräte wurden mit normalen Meßgeräten geeicht, die an einer Eichsäule befestigt sind; diese Stahlsäule von quadratischem Querschnitt und 50 mm Seitenlänge trägt an jeder Fläche ein Gerät und wird zwecks Belastung in eine normale Zug-Druck-Prüfmaschine eingesetzt (Abb. 4). Die Abhängigkeit der Säulenbelastung von der Skalablesung soll eine Gerade sein. Der E-Modul der Säule wird mit Hilfe gewöhnlicher Spiegel-Dehnungsmesser ermittelt. Mit Hilfe dieser Werte kann eine Eichkonstante errechnet werden, welche die angezeigte Spannung pro Skaleneinteilung des Bezugsgerätes kennzeichnet. Die einzige mögliche Veränderungen, die zwischen verschiedenen Arten Schwingdrahtmeßgeräten auftreten kann, ist der Abstand der Halter auf dem Prüfkörper und damit die freie Schwinglänge l des Drahtes. Aus der Beziehung zwischen der Drahtspannung und der Frequenz folgt, daß die Konstante für ein anderes Meßgerät mit einer freien Schwinglänge des Drahtes von λ bei Gebrauch des gleichen Bezugsgerätes sich durch Multiplikation der versuchsartig ermittelten Konstante für die Schwinglänge l mit λ^2/l^2 ergibt.

Zur Gewährleistung der genauen Lage der Bohrungen zur Befestigung der Halter an den Prüfkörpern (untereinander parallel und senkrecht zur Oberfläche) wurde eine Bohrvorrichtung benutzt (Abb. 5).

In besonderen Fällen kann es von Vorteil sein, eine zusätzliche Eichung an einem Balken des zu prüfenden Bauwerkes in natürlicher Größe und bei natürlicher Belastung vorzunehmen. Man erhält dann eine Beziehung zwischen der Skalenteilung des

Bezugsgerätes und der aufgebrachten Last oder der gemessenen Durchbiegung oder sonst einem veränderlichen Maß des Balkens; hierbei ist aber die Abhängigkeit nicht unbedingt linear.

Die Eichkonstanten liegen zwischen 1 und $4 \cdot 10^{-6}$ Spannungseinheiten pro Skalenteilung und die Ablesegenauigkeit in der Größenordnung $\pm 0,5$ bis $\pm 2 \cdot 10^{-6}$ Spannungseinheiten pro Skalenteilung. Oft ist aber die wirkliche Genauigkeit geringer, da Unstabilitäten in dem Bezugsgerät und in dem Stromkreis des Oszillographen auftreten können. Weitere Fehlerquellen können Änderungen der Meßdrahtfrequenz sein, z. B. infolge von Verschmutzung, veränderlicher Erregung, Dämpfung oder Wärmeausdehnung des Drahtes. Auch kann durch Kriechen des Drahtes oder Rutschen in der Einspannung eine Frequenzabweichung bedingt werden. Die erste Gruppe dieser Fehlerquellen hat mit der Konstruktion des Meßgerätes selbst nichts

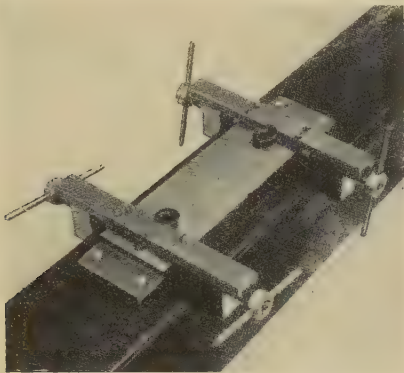


Abb. 5. Bohrvorrichtung für die Halterbohrungen im Meßkörper.

zu tun, während die zweite Gruppe allen Schwingdrahtmeßgeräten eigentümlich ist. Zur Beseitigung der dritten Fehlergruppe wurden bei den benutzten Meßgeräten besondere Vorkehrungen getroffen.

Die Stabilität der Bezugsgeräte wurde von Zeit zu Zeit durch Abstimmen gegen eine Stimmgabel geprüft. Dies geschah meist nur bei der Grundfrequenz der Stimmgabel, manchmal aber auch bei den Vielfachen dieser Grundfrequenz, die den ganzen Meßbereich überdecken. Letzteres kann nur mit dem Oszillographen gemacht werden, da man hierzu die auf dem Bildschirm erscheinenden Lissajous-Figuren braucht. Die obere Reihe der Abb. 6 zeigt die Bilder für zwei Schwingungen gleicher Frequenz bei verschiedenen Phasenunterschieden, und zwar bei der Kontrolle des Bezugsgerätes mit der Stimmgabel bei Eigenfrequenz ($n/m = 1$) und wenn eine beliebige Ablesung durch Abstimmen des Bezugsgerätes gegen das Meßgerät vorgenommen wird. Die beiden mittleren Reihen von Abb. 6 geben die entsprechenden Bilder wieder, wenn einfache Vielfache $n/m = 1/2$ und $2/3$ der Bezugsgerät-Frequenz gegen andere einfache Stimmgabelfrequenzen abgestimmt werden. In der untersten Reihe sind höhere Vielfache dargestellt, aber nur in der einfachsten Gestalt, wenn die beiden Schwingungen periodisch bei voller Amplitude in Phase sind. Da man mit diesem Verfahren bis auf das 16fache jeder Frequenz kommen kann, wird damit der ganze in Frage kommende Bereich umfaßt. Die Anwendung dieses Kontrollverfahrens hat den Vorteil, daß es mit einer einfachen, leicht transportablen Normal-Stimmgabel ausgeführt werden kann.

Die Kontrollen haben kleine Abweichungen in den Nullablesungen der Bezugsgeräte von einem zum anderen Tage, Monat oder Jahr enthüllt, die etwa bis zu ± 5 Teilstriche groß waren. Sie treten manchmal bei ungestörtem Gerät auf, sind aber im Bereich weniger Stunden nicht bedeutend genug, um die Ausführung einer Reihe von Messungen, die ja nur kurze Zeit dauert, nennenswert zu stören, zumal sich auch gezeigt hat, daß die Verschiebung der Ablesung sich gleichmäßig über den ganzen Meßbereich erstreckt. Unstabilitäten der Bezugsgerätschwingung über kürzere Zeiträume, die durch Temperaturänderung des Drahtes entstehen können, oder wenn der Draht vom Erregermagneten getrieben wird, anstatt frei zu schwingen, können durch geeignete Schaltung der Stromkreise und der Empfangsgeräte ausgeschaltet werden.

Verschmutzung des Meßdrahtes bringt durch Erhöhung der schwingenden Masse eine Herabsetzung der Eigenfrequenz und dadurch eine falsche Spannungsanzeige mit sich. Auch zu starke Erregung und Dämpfung des Drahtes infolge zu naher Anordnung der Pole am Draht haben Fehlanzeigen zur Folge. Diese

Mängel können durch sorgfältige Montage der Geräte in einfacher Weise verhindert werden. Veränderliche Erregung trat manchmal auf, wenn die Stromrichtung in der Magnetwicklung umgekehrt wurde. Diese Unstimmigkeit beseitigt man durch immer gleichbleibende Stromrichtung, d. h. dadurch, daß man das Gerät immer in gleicher Weise an den Erregerstrom anschließt.

Unterschiedliche Ausdehnungen des Drahtes und des Prüfkörpers infolge ungleichmäßiger Erwärmung oder verschiedener Wärmeausdehnungskoeffizienten bringen ebenfalls Fehler mit sich; sie lassen sich weitgehend durch Verwendung von Schutzabdeckungen vermindern. Bei Anwendung der Geräte an Betonkörpern sind in diesem Fall manchmal Korrekturen nötig, die mit den bekannten Verfahren ausgeführt werden.

Einer der wichtigsten Gesichtspunkte ist die Einspannung des Drahtes in den Haltern. Zur Untersuchung des Verhaltens des Drahtes in der Einspannung in bezug auf Kriechen, Rutschen usw. sind Versuche mit vier an einer quadratischen Säule angesetzten Geräten im Labor ausgeführt worden. Die Säule stand in einem geschlossenen Kasten ohne äußere Beanspruchung und wurde auf konstanter Temperatur gehalten. Die Versuchsgeräte waren mit Niro-Drähten von 22 kg Festigkeit ausgerüstet. Die Drahtspannung betrug bei zwei Geräten 3,6 kg, bei den anderen 5,4 kg. Eine nennenswerte Änderung wurde während eines Beobachtungsjahres nicht festgestellt, mit Ausnahme eines geringfügigen Wanderns zwischen den Grenzen $\pm 2 \cdot 10^{-6}$. Hierin sind alle Ablesungsfehler und alle von dem Bezugsgerät herrührenden Fehler mit eingeschlossen, so daß die Frequenzstabilität sehr hoch ist. Die gleichen Verhältnisse können bei Anwendung im Baustellenversuch angenommen werden, vorausgesetzt, daß nicht durch raue Behandlung, Schläge, Vibrationen, z. B. durch Niethämmer, sich Fehlerquellen einschleichen. Um ein Gleiten des Drahtes in den Einspannungen infolge solcher Einflüsse rechtzeitig zu erkennen, wurden die Geräte in den ersten Versuchsständen besonders sorgfältig überwacht. Die Untersuchung einiger auf diese Weise erkannter Fehler ergab, daß die Drähte durch den konischen Stift beim Zusammenbau infolge fehlerhaften Fluchtens der Bohrungen in den Haltern gequetscht waren.

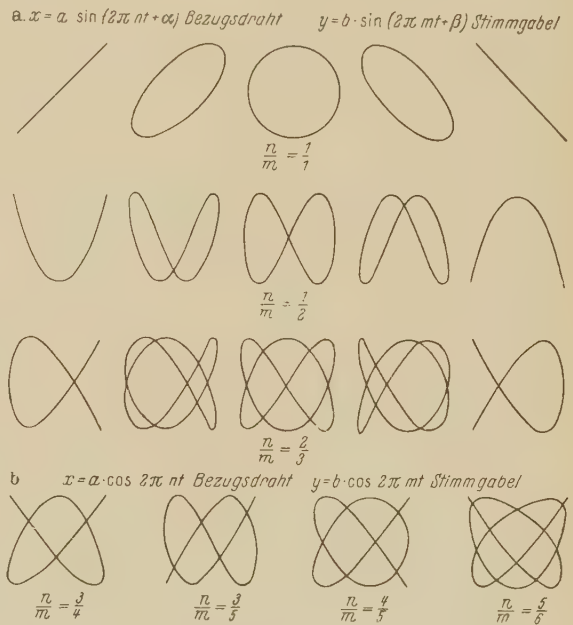


Abb. 6. Lissajous'sche Figuren für verschiedene Verhältnisse n/m der Bezugsdrahtfrequenz zur Stimmgabelfrequenz.

Bei den bisher durchgeführten Langzeitversuchen wurde eine Genauigkeit von $\pm 10 \cdot 10^{-6}$ eingehalten. Anfangs entstanden einige Male Schwierigkeiten bei der Befestigung der Magnete an den Deckeln, wodurch die betreffenden Geräte ausfielen. Durch sorgfältiges Einbauen kann dieser Versager vermieden werden.

[Nach R. J. Mainstone: Vibrating-Wire Strain Gauge for Long-Term Tests on Structures in Engineering 176 (1953) No. 4566 S. 153.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München.

Englische Untersuchungen über Kranträger.

J. S. Terrington und J. M. Hawkes haben Untersuchungen an vollwandigen Kranträgern für schwere Stahlwerkkrane durchgeführt mit dem Ziel, durch Anwendung der theoretischen Grundlagen und unter Beachtung der Fertigungsmöglichkeiten technisch einwandfreie und wirtschaftliche Ausführungen zu erhalten. Die Untersuchungen knüpfen an die Britischen Standardnormen B.S. 449 (1948) an; sie geben aber darüber hinaus weitere Empfehlungen und Handhaben für die Entwurfsbearbeitung, die sich z. T. auch für Vollwandträger anderer Bauwerke nutzbringend verwerten lassen.

1. Trägerart und Trägerhöhe.

Wenn nicht besondere Gründe dagegen sprechen, ist einsteigigen Trägern gegenüber doppelstegigen der Vorzug zu geben, schon mit Rücksicht darauf, daß bei doppelstegigen Trägern der Zwischenraum zwischen den Stegen für die spätere Unterhaltung schwer zugänglich ist und die Krafteinleitung der Radlasten bei Anordnung zweier Stege einen höheren Materialaufwand erfordert als bei einsteigigen Trägern, bei welchen die Schiene unmittelbar über dem Steg liegt.

Falls für die Festlegung der Trägerhöhe keine anderen Gesichtspunkte maßgebend sind, ergibt sich die wirtschaftlichste Trägerhöhe, d. h. bei geringstem Trägergewicht, zu etwa

$$h = 0,101 \sqrt[3]{P \cdot l}. \quad (1)$$

Hierbei bedeuten

h die gesamte Trägerhöhe in m,

P die maximale Gesamtbelastung des Trägers (einschl. Eigengewicht) in t,

l die Trägerstützweite in m.

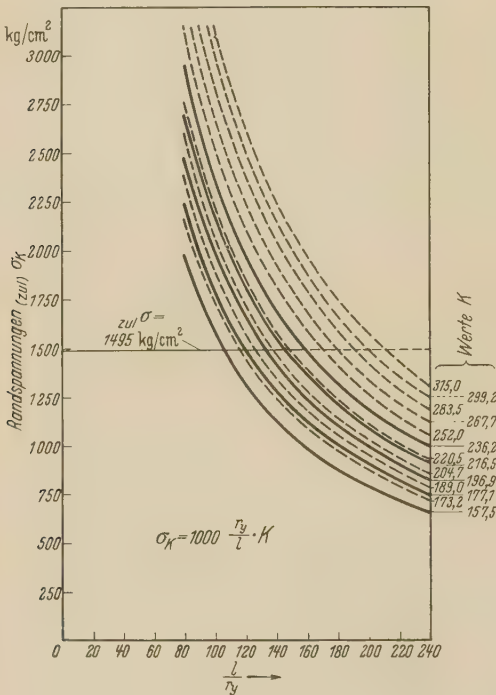


Abb. 1. Zulässige Randspannungen bei Berücksichtigung der Kippsicherheit.

2. Trägerflansche.

Bei der Bemessung der Kranträger ist zu beachten, daß außer Innehaltung der durch die Vorschrift angegebenen zulässigen Biegespannungen der Träger ausreichend kippsicher ist, wenn keine seitlichen Stützungen vorhanden sind. Zusätzlich ist für den Druckflansch nachzuweisen, daß zwischen den Queraussteifungen ausreichende Sicherheit sowohl gegen Ausbeulen der Flanschränder als auch gegen Drillknicken des gesamten Flansches einschließlich des anschließenden Stegbereiches vorhanden ist.

Der Sicherheitsnachweis gegen Kippen führt zu einer zulässigen Randspannung von

$$\text{zul } \sigma_K = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{I_x} \cdot \frac{h}{l} \cdot \sqrt{E I_y \cdot G I_D} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{E I_y}{G I_D} \left(\frac{h}{l}\right)^2}. \quad (2)$$

Der erste Teil dieses Ausdrucks, d. h. ohne die zweite Wurzel, umfaßt das Kippen unter Berücksichtigung der Drillsteifigkeit $G I_D$ und der Biegefestigkeit $E I_y$; durch die zweite Wurzel wird der Einfluß des Wölbwiderstandes hinzugefügt. Hierbei ist ein in Gabeln gelagerter Träger (Trägerhöhe h , Stützweite l)

mit über die ganze Trägerlänge konstantem Querschnitt und einer Belastung durch ein konstantes Biegemoment bei einer zweifachen Sicherheit gegen Kippen zugrunde gelegt. Gl. (2) läßt sich umformen zu

$$\text{zul } \sigma_K = \frac{1}{4 \sqrt{10}} \cdot \frac{E}{\varrho^2 \sqrt{\varphi}} \cdot \sqrt{1 + \frac{5 \pi^4}{2} \cdot \varphi \left(\frac{h}{l}\right)^2} \cdot \frac{h}{l}, \quad (2a)$$

worin F, I_x, I_y, r_x, r_y die Fläche, Trägheitsmomente und Trägheitshalbmesser des Querschnitts,

$\mu = 0,3$ die Querdehnungszahl,

$G = 0,4 E$ den Schubmodul,

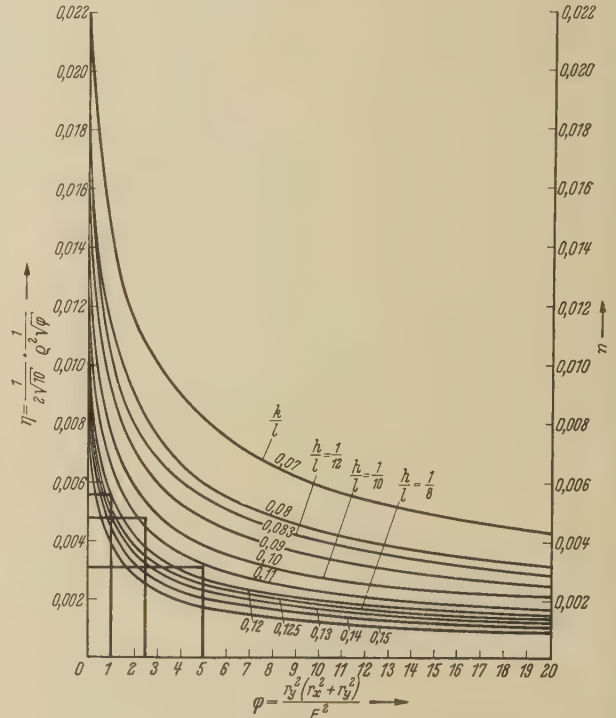


Abb. 2. Grenzkurven zur Bestimmung der Trägerabmessungen, für welche die unter Berücksichtigung der Kippsicherheit zugelassene Randspannung gleich der zulässigen Biegespannung von 1496 kg/cm² ist.

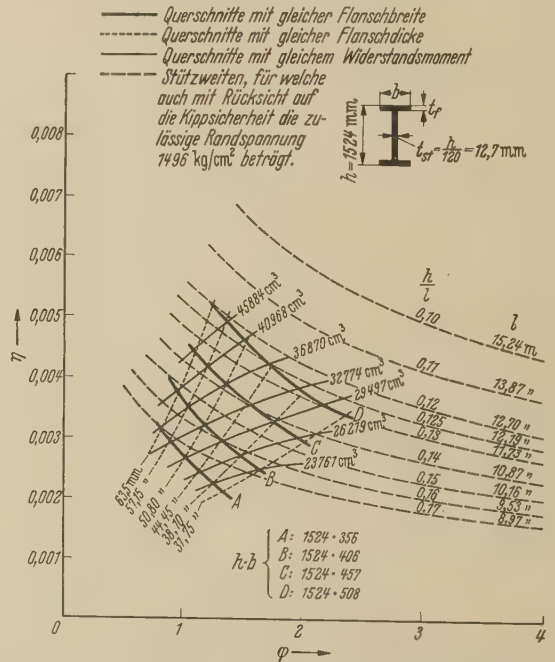


Abb. 3. Grenzkurven für einen bestimmten Trägertyp.

$I_D = \frac{1}{4 \pi^2} \cdot \frac{F^4}{I_x + I_y}$ den Drillwiderstand sowie

$\varphi = r_y^2 (r_x^2 + r_y^2) / F^2$ und

$\varrho = r_x / r_y$ bedeuten.

Mit

$$K = \frac{1}{4000 \sqrt{10}} \cdot \frac{E}{\varrho^2 \sqrt{\varphi}} \cdot \sqrt{1 + \frac{5\pi^4}{2} \varphi \left(\frac{h}{l}\right)^2} \cdot \frac{h}{r_y}$$

geht Gl. (2a) in

$$\text{zul} \sigma_K = 1000 r_y / l \cdot K \quad (2b)$$

über. Die Auswertung dieser Formel, die auch in den B. S. 449, jedoch mit vereinfachten K-Werten, enthalten ist, zeigt Abb. 1. Da nach den B. S. 449 die zulässige Biegespannung für gewöhnlichen Baustahl $\text{zul} \sigma = 1496 \text{ kg/cm}^2$ beträgt, gelten die gezeichneten Kurven nur in dem Bereich, der unterhalb der Linie $\text{zul} \sigma = 1496 \text{ kg/cm}^2$ liegt. Mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit empfehlen die Verfasser, den Trägerquerschnitt so zu wählen, daß auch unter Beachtung der Kippsicherheit die nach den Vorschriften zulässige Randspannung nach Möglichkeit erreicht wird. Es sind daher in Abb. 2 in Abhängigkeit von den Querschnittswerten

$$\varphi = r_y^2 (r_x^2 + r_y^2) / F^2 \quad \text{und} \quad \eta = 1/2 \sqrt{10} \cdot 1/\varrho^2 \sqrt{\varphi}$$

und abgestuft nach den h/l -Werten die Grenzkurven aufgetragen, für welche die zulässige Randspannung infolge Kippen unter Berücksichtigung des Sicherheitsfaktors mit der zulässigen Spannung von 1496 kg/cm^2 übereinstimmt. Die Anwendung ge-

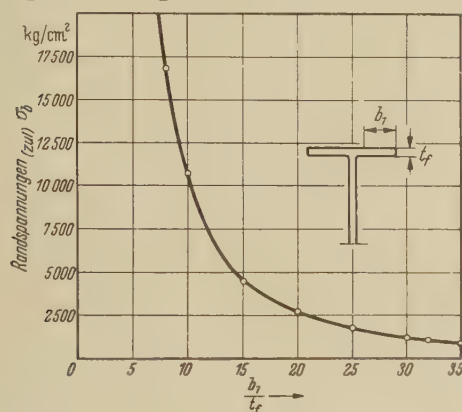


Abb. 4. Zulässige Randspannungen bei Beachtung der Flanschbeulung.

schieht in der Weise, daß nach Wahl eines Querschnitts zunächst die zugehörigen Zahlenwerte φ und η ermittelt werden. Liegt nun der zu diesem Wertepaar gehörige Punkt auf der zugehörigen h/l -Kurve, so ist die zulässige Randspannung infolge Kippen gerade gleich der zulässigen Beanspruchung von 1496 kg/cm^2 . Mit Hilfe der Abb. 2 ist also sehr rasch zu übersehen, ob für einen gewählten Querschnitt die Kippsicherheit oder die nach der Vorschrift zulässige Beanspruchung, d. h. die Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze maßgebend ist. Im erstgenannten Fall liegt der zu dem Wertepaar gehörige Punkt unterhalb, im letztgenannten oberhalb der betreffenden h/l -Kurve.

Zur Erleichterung der Bemessungsmöglichkeiten schlagen die Verfasser vor, die Kurven der Abb. 2 durch Kurvenscharen zu erweitern, die den verschiedenen Querschnittstypen entsprechen. Als Beispiel zeigt Abb. 3 verschiedene Kurvenscharen für eine bestimmte Querschnittsreihe, nämlich für Querschnitte, deren Höhe $h = 1524 \text{ mm}$ und deren Stegdicke $t = 12,7 \text{ mm}$ beträgt. Neben den Grenzkurven für verschiedene h/l -Werte, die aus Abb. 2 übernommen sind, enthält Abb. 3 zugehörige Kurvenscharen für

1. Flansche gleicher Breite und veränderlicher Dicke,
2. Flansche gleicher Dicke und veränderlicher Breite,
3. Flansche mit veränderlicher Dicke und Breite, jedoch mit konstantem Querschnitts-Widerstandsmoment.

Für die Entwurfspraxis bedarf es einer größeren Zahl derartiger Kurvenblätter, deren Ermittlung in Aussicht gestellt wird. Neben dem Nachweis der Kippsicherheit ist — wie bereits erwähnt — für den Druckflansch die Beulsicherheit des ungestützten Flanschstreifens sowie die Sicherheit gegen Drillknicken nachzuweisen.

Unter Berücksichtigung einer zweifachen Sicherheit beträgt die zulässige Druckspannung eines unausgesteiften — also dem Ausbeulen ausgesetzten — Druckflansches bei unbeschränkter Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes

$$\text{zul} \sigma_b = 0,51 E (t_f / b_1)^2 \quad (3)$$

worin t_f die Flanschdicke und b_1 den Flanschüberstand

bedeuten. Die Spannungswerte sind in Abb. 4 aufgetragen.

Mit Rücksicht auf das Drillknicken des Druckflansches, wobei der Trägersteg anteilig in die Verformung mit einbezogen wird, beträgt die zulässige Randspannung — ebenfalls unter Berücksichtigung einer zweifachen Sicherheit —

$$\text{zul} \sigma_d = \frac{1}{2} \left\{ \frac{E}{1 + 6,28 \cdot 10^4 \varepsilon_f^3 \cdot \delta^4} \cdot \left[1,6 \varepsilon_f^2 + \varepsilon_f^3 (104 \delta^4 - 1,008) + \frac{2 \varepsilon_f^2 \cdot \delta}{19,75 \sqrt{\frac{1}{\varepsilon_f} + 2,51 \cdot 10^5 \cdot \varepsilon_f^2 \delta^6}} \right] \right\} \quad (4)$$

Es bedeuten

b_f = Flanscbreite,

t_f = Flanschdicke,

t_{st} = Stegdicke und

$\varepsilon_f = t_f / b_f$; $\delta = t_{st} / t_f$.

Die Werte σ_d der Gl. (4) sind der Abb. 5 zu entnehmen. Es ist auch hierbei unbeschränkte Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes vorausgesetzt.

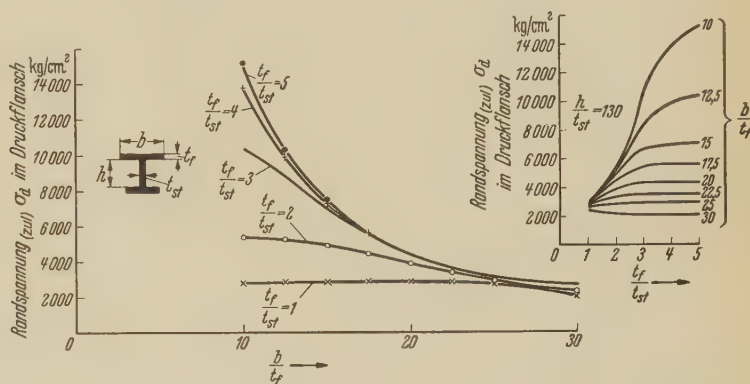


Abb. 5. Zulässige Randspannungen bei Beachtung der Flanschverdrillung.

3. Trägerstege.

Besondere Beachtung ist bei Kranträgern den örtlichen Spannungszuständen zu widmen, die von den Einzellasten der Raddrücke hervorgerufen werden und die an den oberen Stegrändern in den Feldbereichen zwischen zwei benachbarten Querstreifen die folgenden maximalen Spannungen erzeugen:

$$\left. \begin{aligned} \text{Horizontale Normalspannung} \quad \sigma_x &= \left(M - \frac{P h}{2 \pi} \right) \left(\frac{-\frac{h}{2} + d}{I_x} \right) + \frac{P}{\pi F}, \\ \text{vertikale Normalspannung} \quad \sigma_y &= 2 P / \pi t d, \\ \text{Schubspannung} \quad \tau &= \tau_s + P / 2 h t. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Hierin bedeuten

P Radlast über dem betr. Punkt,

M Biegemoment in dem betr. Trägerquerschnitt aus ständiger Last und sämtlichen Radlasten,

h gesamte Trägerhöhe,

d Höhe von Schiene + Trägerflansch (ggf. einschl. Flanschwinkel),

t Stegdicke,

F und I_x Querschnittsfläche und Trägheitsmoment,

τ_s Schubspannung in dem betr. Stegpunkt infolge der ständigen Last und der Radlasten außer P .

Es lassen sich hieraus die Hauptzug- und -druckspannungen errechnen, die unterhalb der zulässigen Spannungswerte liegen sollen.

Die Beuluntersuchungen der Stegfelder werden in ähnlicher Weise wie nach den deutschen Vorschriften (DIN 4114) durchgeführt, so daß auf eine Wiedergabe hier verzichtet werden kann. Die geforderte Beulsicherheit beträgt 1,5. Für schwere Träger wird empfohlen, die Stegdicke abzustufen. Wie die Nachrechnung der Beulsicherheit ergibt, ist im mittleren Trägerbereich im allgemeinen eine Stegdicke von etwa $1/130$ der Steghöhe ausreichend; dieser Wert kann bis auf $1/170$ der Steg-

höhe heruntergehen. Für die größte Stegdicke, die an den Trägerenden erforderlich ist, lassen sich keine angenäherten Richtwerte angeben; sie ist nach bekannten Methoden unter Beachtung der Feldabmessungen und -belastungen zu bestimmen.

Als Aussteifung der Stegbleche genügen im allgemeinen Querstreifen. Mit Hilfe der theoretischen Grundlagen werden Formeln für die günstigsten Abstände der Querstreifen entwickelt, und zwar sowohl für das Trägerende, wo der Steg überwiegend durch Schub beansprucht wird, als für Stegfelder im mittleren Trägerbereich, die gleichzeitig Schub und Biegung erhalten. Die Auswertung dieser Formeln ist Abb. 6 zu entnehmen. Es wird empfohlen, die Querschnitte der Streifen in Übereinstimmung mit den deutschen Vorschriften mindestens so zu wählen, daß sich beim Ausbeulen der Stegbleche Nulllinien längs der Aussteifungen bilden. Das erforderliche Trägheitsmoment von Querstreifen — außer an den Auflagerpunkten — wird nach Untersuchungen von Timoshenko und Chwalla zu

$$I_s = q \cdot b \cdot t^3 \quad (6)$$

angegeben, worin bedeuten b und t Steghöhe und -dicke und q einen Faktor (Tabelle 1), der lediglich vom Seitenverhältnis a der benachbarten Stegfelder abhängt, also bereits ungünstigste Lastkombinationen der Stegfelder einschließt.

Tabelle 1

a	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
q	5,55	4,15	3,15	2,64	1,93	1,55	1,28	1,06	0,90	0,76	0,63

Das Trägheitsmoment I_s ist übereinstimmend mit den DIN 4114 bei beiderseitigen symmetrischen Streifen auf Stegmitte, bei einseitigen Streifen auf die der Aussteifung zugekehrte Innenkante des Steges zu beziehen. Wenn möglich, sind Streifen mit äußerem Flansch, also L oder T-förmige Streifen zu verwenden. Einfache Flachstäbe als Aussteifungen sollen nicht dünner als 1/16 der Streifenbreite bzw. 1/150 der Streifenlänge sein. Die Aussteifungen an den Auflagerpunkten sind beiderseits des Steges anzuordnen und für den Auflagerdruck zu bemessen.

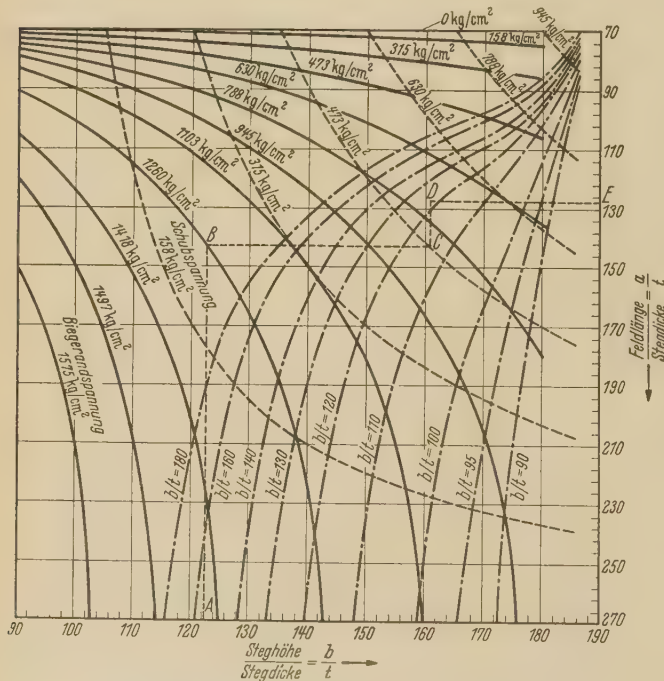


Abb. 6. Nomogramm zur Bestimmung der günstigsten Abstände von Querstreifen.

Beispiel: Ein Stegblechfeld mit der Höhe $h = 1225$ mm und der Stegdicke $t = 10$ mm ($b/t = 122,5$) erhält eine Biege- und Schubspannung von 1260 kg/cm² und gleichzeitig eine Schubspannung von 473 kg/cm². In der Abbildung wird der Schnittpunkt B der durch das Verhältnis $b/t = 122,5$ (Punkt A der Abszissenachse) gegebenen Lotrechten mit der Biegespannungskurve für 1260 kg/cm² bestimmt, durch B eine Horizontale gezogen und durch den Schnittpunkt C dieser Horizontalen mit der Schubspannungskurve für 473 kg/cm² wiederum eine Lotrechte bis zum Schnittpunkt D mit der Kurve $b/t = 122,5$ gezeichnet. Die Horizontale durch D ergibt im Schnittpunkt E auf der Ordinatenachse das gewünschte Streifen-Abstandsverhältnis $a/t = 128$.

4. Belastung und Stoßzuschläge.

Die vorgeschlagenen Stoßzuschläge und Horizontalbelastungen sind in der nachstehenden Tabelle 2 zusammengestellt. Die Tabelle enthält außerdem Belastungsannahmen für zwei unmittelbar hintereinanderlaufende Krane.

Tabelle 2

	Stoßzuschlag zu den lotrechten Lasten	Längsbelastung in Trägerrichtung	Querbelastung senkr. zur Trägerrichtung	Lastannahmen für zwei unmittelbar hintereinanderlaufende Krane	
				lotrechte Lasten	waagrechte Lasten
Chargierkrane	25	10	25	beide Krane 100 % belastet	
Magnetkrane	25	10	20	ein Kran 100 % belastet, der andere unbelastet	ein Kran m. 100 %, der andere mit 50 % Horizontallasten
Gießkrane	25	10	10		

[Nach The Structural Engineer 31 (1953) S. 268—285.]

R. Barbré, Dortmund.

Spannungsoptische Untersuchung nichthomogener Gründungen.

Allgemeines.

Der Aufsatz behandelt die spannungsoptische Ermittlung der Spannungsverteilung in einem auf der Oberfläche belasteten Halbraum, der als nichthomogen vorausgesetzt wird. Der Untersuchungskörper wurde punkt-isotrop, d. h. seine Poisson-Zahl konstant, sein E-Modul dagegen mit der Tiefe unter der Oberfläche veränderlich angenommen, indem das Modell keilartig ausgebildet wurde.

Bedeutung hat dieses Problem bei der bodenmechanischen Ermittlung der Spannungen unter Gründungskörpern. Da bei Annahme eines homogenen und isotropen Baugrundes die theoretischen Ergebnisse von der Wirklichkeit abweichende Werte ergeben, ist von verschiedenen Forschern [Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund, Wien 1934, — Ohde: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, Bauingenieur 20 (1939) S. 451, — Borowicka: Ing.-Archiv 14 (1943) S. 75] vorgeschlagen worden, den Elastizitätsmodul veränderlich in die Elastizitätsgleichungen einzuführen. In dem Aufsatz sind die bisher bekannten Lösungen dieser Differentialgleichungen für verschiedene Gesetze $E = E(z)$ für Punkt- und Linienlast angegeben.

Spannungsoptische Modelluntersuchung und mathematische Analogie.

Die Verträglichkeitsbedingung eines punkt-isotropen Körpers bei ebenem Spannungszustand in der x - z -Ebene lautet:

$$\Delta \Theta - 2 \frac{\partial \Theta}{\partial z} \cdot \frac{\partial \ln G}{\partial z} + [\sigma_x - \mu \sigma_z] \cdot \left[\left(\frac{\partial \ln G}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial^2 \ln G}{\partial z^2} \right] = 0, \quad (1)$$

worin Δ den Laplaceschen Operator und Θ die Hauptspannungssumme bezeichnen.

Die Gleichung ist linear, so daß verschiedene Lastfälle überlagert werden können. Der Gleitmodul — und somit der E-Modul — tritt mit dem $\ln$ auf, die Querdrehung wird berücksichtigt.

Um mit dem Modellkörper einen Boden darzustellen, dessen E-Modul mit der Tiefe wächst, stelle man sich zunächst den Boden aus einzelnen horizontalen Schichten bestehend vor, wobei die folgende Schicht immer etwas steifer als die vorhergehende ist. Eine Belastung der oberen Schicht erzeugt in der darunterliegenden kleinere Formänderungen. Diese Wirkung erzielt man beim Modellkörper, indem man ihn nicht als planparallele Scheibe, sondern als keilförmigen Körper

per mit der schmalen Kante oben ausbildet. Die Neigung der Seitenflächen des Keiles zueinander darf nicht zu groß sein, so daß Spannungsänderungen über die Scheibenstärke vernachlässigt werden können. Bei Belastung der oberen schmalen Kante nimmt die Spannung im Modellkörper mit der

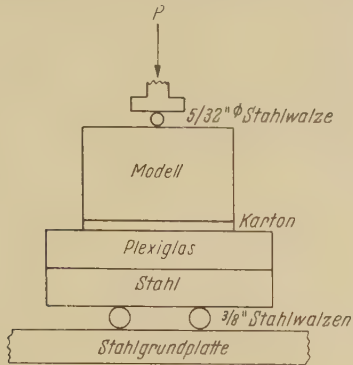


Abb. 1. Belastungsanordnung.

Tiefe ab, wie bei belastetem Boden mit veränderlichem E -Modul. Im folgenden soll diese Analogie mathematisch bewiesen werden.

Der Spannungszustand des Halbraumes unter Streifen- oder Linienlast wird i. a. als ebenes Dehnungsproblem betrachtet. Spannungsoptische Untersuchungen befassen sich andererseits mit ebenen Spannungsproblemen. Um diese zur Beschreibung ebener Dehnungszustände benutzen zu können, müssen die von Westergård, Minden und Salvadori angegebenen Zusammenhänge der ebenen Dehnungen und ebenen Spannungen angewandt werden. Diese besagen, daß bei homogenem, isotropem Material ebene Spannungszustände als ebene Dehnungszustände und umgekehrt dargestellt werden können, wenn nur die elastischen Konstanten entsprechend eingesetzt werden.

Es seien E', G', μ' die Konstanten des ebenen Spannungszustandes, E, G, μ die des ebenen Dehnungszustandes; dann ist zu setzen

$$E' = E/(1 - \mu_2); \quad G' = G; \quad \mu' = \mu(1 - \mu),$$

um den Spannungszustand in den Dehnungszustand zu überführen, und

$E = E'(1 + 2\mu')/(1 + \mu')$; $G = G'$; $\mu = \mu'/(1 + \mu^2)$,
um den Dehnungszustand in den Spannungszustand zu überführen. Gl. (1) wird bei der Substituierung obiger Werte erfüllt.

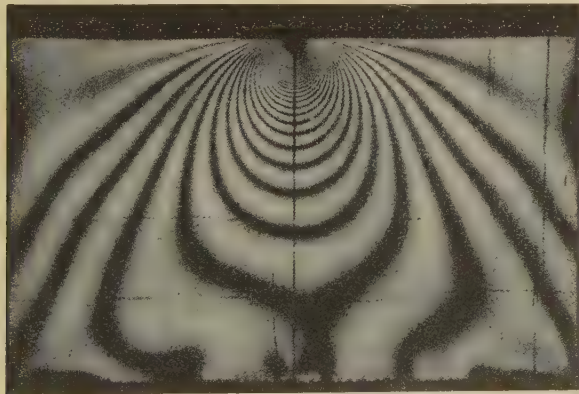


Abb. 2. Bakelith-Scheibe mit konstanter Wandstärke bei Belastung mit 210 kg.

Für eine Scheibe mit veränderlicher Wandstärke lauten die Gleichgewichtsbedingungen des Elementes

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial(h \cdot \sigma_z)}{\partial z} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{xz})}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial(h \cdot \sigma_x)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot \tau_{xz})}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Die Spannungs-Dehnungs-Gleichung lautet:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu' \cdot \sigma_z) = \frac{1}{E \cdot h}(h \cdot \sigma_x - \mu' \cdot h \cdot \sigma_z) \\ \gamma_{xz} &= \frac{\tau_{xz}}{G} = \frac{2(1 + \mu')}{E \cdot h} \cdot h \cdot \tau_{xz} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Die Verträglichkeitsbedingung

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^4 \epsilon_z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xz}}{\partial x \partial z}$$

unter Einsetzen von (2) und (3) lautet

$$\Delta(h \cdot \sigma_x + h \cdot \sigma_z) - 2 \cdot \frac{\partial}{\partial z}(h \cdot \sigma_x + h \cdot \sigma_z) \cdot \frac{\partial \ln h}{\partial z} + (h \sigma_x - \mu \cdot h \cdot \sigma_z) \left[\left(\frac{\partial \ln h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial^2 \ln h}{\partial z^2} \right] = 0. \quad (4)$$



Abb. 3. Keilförmiger Modellkörper bei Belastung mit 33 kg.

Diese Gleichung ist bis auf die Randbedingungen identisch mit der des ebenen Spannungszustandes, wenn ersetzt wird Dehnungszustand $E = E_{(z)}$ σ_x σ_z τ_{xz} μ durch

$$\text{Spannungszustand } h = h_{(z)} \quad h \cdot \sigma_x \quad h \cdot \sigma_z \quad h \cdot \tau_{xz} \quad \mu' = \frac{1 - \mu}{\mu}$$

Dies besagt: Wird eine „Halbraum-Scheibe“ mit veränderlicher Wandstärke an ihrem freien, oberen Rand belastet, dann ergibt die Spannung in einem Punkt multipliziert mit der dazugehörigen Wandstärke die Spannung des entsprechen-



Abb. 4. Modellkörper mit sprunghaft veränderlicher Wandstärke bei Belastung mit 132 kg.

den Punktes einer ebenso belasteten Scheibe mit veränderlichem E -Modul. Damit ist der mathematische Zusammenhang gegeben. Es sei darauf hingewiesen, daß in den Verträglichkeitsbedingungen nur die Ableitungen von $\ln G$ und $\ln h$ erscheinen, die Wandstärke demnach geometrisch variiert werden kann.

Auf spannungsoptischem Wege werden für jeden Punkt ermittelt:

1. Die Differenzen der Hauptspannungen: $(p - q)$.
2. Die Richtungen der Hauptspannungen.

Durch bekannte Auswertungsverfahren kann auch die Hauptspannungssumme $p + q$ ermittelt werden.

Bei konstantem h ist

$$(p - q)/2 = f \cdot n/h$$

f = spannungsoptische Konstante des Modellwerkstoffs, n = abgelesene Ordnung.

Bei veränderlichem h ist

$$h(p - q)/2 = f \cdot n.$$

In Gl. (4) wird $h(\sigma_x + \sigma_z)$ durch $h(p + q)$ ersetzt, ferner $(h \cdot \sigma_x - \mu h \sigma_z)$ durch spannungsoptisch ermittelte Werte, $h(p + q)$ und andere Größen ausgedrückt.

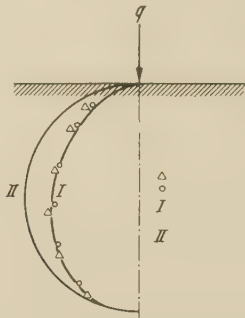


Abb. 5. Theoretisch und spannungsoptisch ermittelte $(p-q)$ -Werte bei einem keilförmigen Modellkörper.

Wird α als Winkel zwischen der z -Achse und der Hauptspannungsrichtung p eingeführt, dann wird Gl. (4) übergeführt in:

$$\Delta(h \cdot p + h \cdot q) - 2 \cdot \frac{\partial}{\partial z} (h \cdot p + h \cdot q) \cdot \frac{\partial \ln h}{\partial z} + \left[\frac{1-\mu}{2} (h \cdot p + h \cdot q) - \frac{1-\mu}{2} (h \cdot p - h \cdot q) \cos 2\alpha \right] \cdot \left[\left(\frac{\partial \ln h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial^2 \ln h}{\partial z^2} \right] = 0$$

mit der einzigen Unbekannten $h(p + q)$. Durch schrittweises Integrieren vom Rande her kann obige Gleichung numerisch ausgewertet werden, so daß ein vollständiges Bild der Spannungsverteilung angegeben werden kann.

Versuchsanordnung.

Es wurden Bakelith-Modelle mit zunehmender Wandstärke $h = k \cdot z$ entsprechend einem E-Modul $E = k \cdot z$ verwendet. Als spannungsoptische Konstante galt $f = 44,3 p \cdot s \cdot i$ je Ordnung und inch Stärke, Poisson-Zahl war $\mu = 0,366$. Modellstärke am oberen Rand 0,02 inch, Neigung der Seitenflächen 14° . Länge zu Höhe des Modells verhielt sich wie 6:10.

Die Auflagerung und Belastung des Keilkörpers wurde entsprechend Abb. 1 vorgenommen.

Da die Seitenflächen des Keiles nicht lotrecht zur optischen Achse des Polarisators stehen, wurde der Keil in eine Immersionsflüssigkeit getaucht, die den gleichen Berechnungsindex wie der Modellwerkstoff hatte. Hierzu wurden 1 Teil Bayol F White Oil mit 2 Teilen Halowax 1007 Oil gemischt. Der Ölbehälter bestand aus $1/8''$ starkem Plexiglas.

Am oberen dünnen Keilrand entstanden auch bei geringer Last große Spannungen. Um auch in diesem Bereich messen zu können, wurden die Lasten langsam gesteigert und dort die Ablesungen bei kleinen Lasten vorgenommen. Vergleichsweise wurden auch Scheiben konstanter Stärke und solche mit sprunghaft veränderlicher Stärke untersucht. (Abbildungen 2, 3, 4.)

Versuchsergebnisse.

Die Versuchsergebnisse des keilförmigen Modellkörpers liegen etwa 4 bis 6% unter den theoretisch ermittelten, die ungenaueren Werte traten dabei auf der z -Achse auf. Es wurden Korrekturen an denjenigen Isochromaten vorgenommen, die in dem Bereich des Keilkörpers lagen, dessen Dicke der eines Modells mit konstanter Wandstärke gleich ist.

Abb. 5 zeigt eine theoretisch ermittelte $(p-q)$ -Linie (I) und den Kreis, welcher der theoretischen Linie bei der Platte konstanter Dicke entspricht (II). Die ebenfalls eingetragenen Versuchsergebnisse zeigen bis auf den oberen Bereich gute Übereinstimmung und festigen somit die auf mathematischem Weg gewonnenen Ergebnisse. Es ist daher zulässig, punktisotrope und auch schichtartig aufgebaute Körper spannungs-

optisch zu untersuchen, wenn nur die Form des Modellkörpers dem Verlauf des Gesetzes $E = E_{(z)}$ angeglichen wird und die Poisson-Zahl des zu untersuchenden Bodens sich im Bereich 0,23 bis 0,33 bewegt, da die Werte der Querdehnung des Modellwerkstoffes sich zwischen 0,2 und 0,5 bewegen.

Dr.-Ing. K. Vida, Aachen.

Der Einfluß der Querdehnungszahl bei Platten.

Bei der Berechnung von Platten wird meistens zur Vereinfachung der Rechnung die Querdehnungszahl $\mu = 0$ gesetzt. Oft hat man aber dann den Wunsch, nachträglich den Einfluß der Querdehnung zu berücksichtigen. Das kann in gewissen Fällen leicht geschehen, nämlich immer dann, wenn die elastische Fläche von der Querdehnungszahl unabhängig ist. Das tritt ein, wenn überall am Plattenrand einer der folgenden drei Fälle vorliegt:

1. der Rand ist eingespannt;
2. der Rand ist gradlinig und unverschieblich gelagert;
3. der Rand ist gradlinig, und die Neigung der Platte quer zum Rand verschwindet (z. B. am Rand des Rechteckfeldes einer unendlich ausgedehnten, gleichmäßig belasteten Platte).

Es scheiden somit aus:

- a) freie Ränder;
- b) gekrümmte, nicht eingespannte Ränder.

Für die ersten drei Fälle, die ich in einer früheren Arbeit als „ μ -freie Lagerung“ bezeichnet habe, ist die Durchbiegung w von μ unabhängig¹. Kennzeichnet man nun die für $\mu = 0$ berechneten Schnittkräfte durch einen Stern, ergibt sich für die Schnittkräfte im allgemeinen Fall:

$$\text{Biegemoment: } m_x = -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = m_x^* + \mu m_y^*,$$

$$\text{Drillmoment: } m_{xy} = -K (1 - \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = (1 - \mu) m_{xy}^*,$$

$$\text{Querkraft: } q_x = -K \frac{\partial (\Delta w)}{\partial x} = q_x^*,$$

$$\text{Kirchhoff'sche Randkraft: } \bar{q}_x = q_x + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = \bar{q}_x^* - \mu \frac{\partial m_{xy}^*}{\partial y},$$

Einzelkraft

$$\text{an der Ecke: } A = 2 m_{xy} = (1 - \mu) A^*.$$

Außerdem ist die Plattensteifigkeit K unter Berücksichtigung der Querdehnung zu bestimmen:

$$K = K^*/(1 - \mu^2).$$

Falls daher die ursprünglichen Schnittkräfte unter Verwendung von K^* berechnet wurden, sind die angegebenen Ausdrücke noch durch $(1 - \mu^2)$ zu dividieren.

Insbesondere ergibt sich, daß im Falle μ -freier Lagerung, abgesehen von der Änderung von K , die Einspannmomente von μ unabhängig sind, und ebenso die Auflagerkräfte an der Einspannung.

Daß auch die Beullast in diesen Fällen von μ unabhängig ist, hat bereits Willers gezeigt².

Dr.-Ing. E. R. Berger, Wien.

Flugzeughalle von 16177 m² Fläche.

Im Oktober 1953 wurde in Seattle, Washington, eine Flugzeughalle für Versuchszwecke der Flugzeuge von 14 500 m² Fläche fertiggestellt bei einer Bausumme von 5,6 Mio. Dollar, die groß genug ist, um vier Boeing B 52 Stratosphären-Flugzeuge aufzunehmen, da die Halle nur zwei Innenstützen aufweist. Diese Innenstützen von rd. 27,5 m Höhe liegen in den Drittpunkten der Gebäudelänge von rd. 238 m und tragen je einen Fachwerkräger, der vorn 37,2 m, hinten 48 m lang ist und hinten in 23 m von der Rückwand der Halle durch eine Zugstange rückverankert ist. Die Verankerung erfolgt an jedem Unterzug durch einen Betonblock von 312 m³ zur Aufnahme einer nach oben gerichteten Zugkraft von 425 t. Zwischen Rückwand und Rückverankerung liegen Büro- und Werkstatt Räume. Parallel zur Längsseite liegen die eigentlichen Dachbinder. Die vordere Längsseite von 238 m Länge und 19,7 m Höhe kann durch 13 senkrecht hebbare Schwingtore von 18,3 m Breite und 19,7 m Höhe verschlossen werden. Jedes Tor besteht aus zwei Teilen. Der untere gleitet aufwärts hinter den oberen beim Heben, beide schwingen nach außen im rechten Winkel zur Hallenfront.

¹ Berger: Öst. Ing. Archiv 7 (1953) S. 41.

² Willers: ZAMM 20 (1940) S. 118.



Abb. 1. Eine der 2 Druckstützen im Inneren der Flugzeughalle.

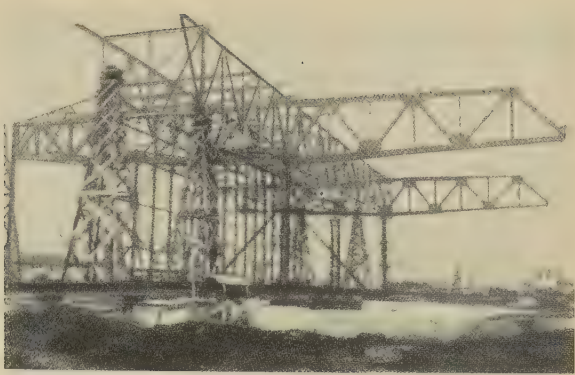


Abb. 2. Aufstellung der beiden Ausleger-Fachwerkträger je 85,2 m lang, mit vorderer Auskragung von 37,2 m.

Bei der Montage des Gebäudes wurden erst die beiden Hauptstützen (Abb. 1), dann die beiden Hauptfachwerkträger zwischen den Hauptstützen und den Zugstangen auf Gerüsten aufgestellt (Abb. 2). Anschließend wurden die Kragarme der Hauptträger, dann die Nebendachbinder und die Fachwerkwände aufgestellt. Die Gründung des Bauwerkes erfolgte auf mehr als 1000 Holzpfehlen, dabei die der Hauptstützen auf je einer Platte von 9,15 m Länge, 8,4 m Breite über 132 Holzpfehlen. [Nach Engng. News-Record 151 (1953) Nr. 12, S. 45.]

A. Dürbeck, Berlin-Konradshöhe.

Buchbesprechungen.

Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. Maschinenbau, Teil A. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin. 28. neubearb. Aufl., 1292 S., Gr. 13 · 18,5 cm, mit 2024 Abb. und 406 Tafeln. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1954. Gzln. 25,— DM.

Die Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch, erscheint künftig in 8 Bänden, wobei die Stoffhütte und die Taschenbücher für besondere Berufsgruppen nicht mitgerechnet sind. Diese Zahl zeigt am besten, wie stark der Stoff, besonders seit dem Ende des 2. Weltkrieges, angewachsen ist. Der neue Band enthält die folgenden Kapitel: Maschinenelemente, Getriebe (Drehmomenten-Umformer), Maschinendynamik, Rohrleitungen und Absperrorgane, Energiewirtschaft, Kolbenmaschinen, Strömungsmaschinen, Werkzeugmaschinen, Regelungstechnik. Alle Abschnitte sind neu bearbeitet.

Die Ausstattung des Bandes ist wieder vorzüglich, die Abbildungen ungemein reichhaltig. Für die Neuauflage wäre allerdings teilweise (z. B. S. 805) ein etwas größerer Maßstab zu wünschen, da die Zahlen ohne Hilfsmittel kaum mehr zu lesen sind.

Der neue Band wird in vielen Fällen auch vom Bauingenieur mit großem Nutzen zu Rate gezogen werden können, nicht nur um näheren Aufschluß über Einzelfragen zu erhalten, sondern auch, um sich für den Fall der Zusammenarbeit mit dem Maschinenbauer eine allgemeine Orientierung zu verschaffen.

F. Schleicher, Dortmund.

Ingenieur-Handbuch, 75. Jahrgang. Redaktion Curt F. Kollbrunner, Dr. sc. techn. Dipl.-Bauing., E. T. H., Zürich: 1016 S., Gr. DIN A 6, mit vielen Abb. u. Tab. Zürich: Schweizer Druck- und Verlagshaus AG. 1954. In Deutschland: Carl Meyer, Frankfurt/M., Mainzer Landstraße 15. Gln. 15,— DM.

Das Ingenieur-Handbuch, früher Schweizer Ingenieurkalender, umfaßt in der Hauptsache das Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaues. Nicht berücksichtigt sind also das Verkehrswesen sowie Wasserwirtschaft und Wasserkraft. Das Handbuch umfaßt folgende Beiträge: Mathematische Tabellen, Mathematik und Geometrie, Maßeinheiten, Physikalische Tabellen, Baukonstruktionstabellen, Mechanik, Bindemittel, wichtige Formeln im Eisenbeton, Richtlinien für die Überwachung der Betonherstellung, Brückenbau, Erdbau, Erd- und Bodendruck, Bodenuntersuchungen im Grundbau, Fundationen, Wasserbau, Wasser, Tunnelbau, Vermessungen, Sprengen im

Fels, Eisenbeton im Hochbau, Stahl im Hochbau und Erdung ans Wasserleitungsnetz.

Neben theoretischen Erläuterungen und praktischen Ausführungen finden sich reichlich Tabellen und andere Hilfsmittel. Das Ingenieur-Handbuch ist ein Hilfsmittel, das der Praxis gute Dienste zu leisten imstande ist. Es verdient, auch bei uns stärkere Verbreitung zu finden.

F. Schleicher, Dortmund.

Möll, Dipl.-Ing. Hans, Regierungsbaumeister a. D., Oberregierungsrat im Deutschen Patentamt: Spannbeton, Entwicklung, Konstruktionen, Herstellungsverfahren und Anwendungsgebiete (= Technik von Heute, Herausgegeben von Dr.-Ing. Kurt Nischk, Senatsrat a. D. beim Reichspatentamt). 288 S., Gr. 20 · 26 cm, mit 274 Abb. Stuttgart: Berliner Union GmbH. 1954. Gzln. 48,— DM.

Das Buch befaßt sich — um es vorwegzunehmen — nicht mit der Theorie des Spannbetons, sondern bringt eine Reihe von Zusammenstellungen der Verfahren, Einrichtungen und Geräte zu seiner Herstellung mit mehr oder weniger ausführlichen Erläuterungen. Nach Art der Vorspannung geordnet — ob mit sofortigem Verbund, ohne oder mit nachträglichem Verbund — wird eine Reihe von patentierten in- und ausländischen Vorspannverfahren beschrieben.

Ein besonderer Abschnitt ist der Erzeugung der Vorspannung gewidmet, wozu auch die Vorspannung durch Eigen- gewicht oder Ballast, Spannen der Bewehrung durch Wärme bzw. durch Verwendung von Quellschmelze gehören. Im Zweifelsfalle gibt das Buch eine wohl einmalige Auskunft über die wesentlichen oder charakteristischen Merkmale der erteilten Patente. Es ist außerdem ein Verzeichnis der nach 1930 angemeldeten deutschen Patente auf dem Gebiete des Spannbetons aufgenommen, so daß sich der Leser ein Bild von der Entwicklung der zumeist patentierten Vorspannverfahren machen kann.

Im Abschnitt 8 werden die Eigenschaften der heute verwendeten Spannstähle näher erläutert und kritisch betrachtet. Eine Reihe von baustofftechnisch interessanten Dingen und Feststellungen der Praxis werden mitgeteilt.

Das Buch sollte jedes bauausführende Unternehmen besitzen und jeder Beton-Fachmann gelesen haben. Durch die Behandlung der verschiedenartigsten Verfahren, unterstützt von zahlreichen Bildern, auch von Bauwerksausführungen, gewinnt der Leser einen guten Überblick vom derzeitigen Stand des Spannbetons, so daß das Buch — abgesehen von der Theorie — auch als Lehrbuch gelten kann.

K. Hirschfeld, Aachen.

Schramm, Dr.-Ing. habil. Gerhard: Der Gleisbogen. Seine geometrische und bauliche Gestaltung. 2. Aufl., 302 S., Gr. DIN A 5, mit 111 Abb. u. 20 Tafeln. Darmstadt/Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft 1954. Leinen geb. 20,— DM.

Von der Fachwelt wird es dankbar begrüßt, daß Schramm sein Buch „Der Gleisbogen“ neu herausgebracht hat. Die Gliederung des Inhalts ist nur wenig geändert. Mit Rücksicht auf seine 1949 erschienene „Bogenabsteckung und Bogengestaltung“ konnte der Verfasser den Abschnitt über die Bogengeometrie erheblich kürzen. Dafür hat er, der zunehmenden Verbreitung dieser Bauformen Rechnung tragend, die Gestaltung und Absteckung der Bogenweichen wesentlich breiter behandelt. Die Maße der Überhöhungen und Überhöhungsrampen sind der jetzt als erträglich bezeichneten Seitenbeschleunigung von 0,65 m/sec² angepaßt. Die Spurerweiterungen sind berichtigt, eine Übersicht über die Verbreitung der verschiedenen Spurweiten ist neu aufgenommen. Neu ist auch die Tafel der Regelschwellenabstände. Die Leitschienenbogen sind berücksichtigt. Die Tafeln sind erweitert und z. T. auf Netztafeln umgestellt worden. Bemerkenswert ist die neuartige Anordnung der Tafeln für die Mindest- und Regelüberhöhungen, aus denen diese auf mm bzw. halbe cm genau erstmalig ohne Zwischenschaltung abgelesen werden können.

An vielen Stellen ist die Ableitung der Gleichungen ausführlicher gebracht und die Zahl der Beispiele vermehrt. In das bedeutend erweiterte Schriftenverzeichnis sollte noch die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung für Schmalspurbahnen (BOS) aufgenommen werden. Im ganzen darf die vorbildlich ausgestattete Neuauflage als eine allen Benutzern sehr willkommene Weiterentwicklung der ersten Fassung bezeichnet werden.

E. Massute, Hannover.

Grundbau, Vorschriften und Versuche, Teil 1 (= Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe D, Heft 17, Berichte des Beirats für Bauforschung beim Bundesminister für Wohnungsbau). 174 S., Gr. DIN A 4, mit 151 Abb. u. 36 Zahlentafeln, Stuttgart: Franck'sche Verlagshandlung 1954. Geh. 14,90 DM.

Die Frage der Beurteilung der Tragfähigkeit des Baugrundes ist nach wie vor im Brennpunkt der Diskussionen. Das vorliegende Heft bringt hierzu mit acht Veröffentlichungen einen Beitrag, der sich mit baupolizeilichen Bestimmungen, Normen, Probelastungen und Erfahrungen bei den einschlägigen grundlegenden Laborversuchen befaßt. E. Schultze hat Unterlagen aus zwei Dutzend Ländern zusammengestellt, die Aufschluß über die unterschiedlichen Auffassungen und Bestimmungen über die zulässige Bodenpressung liefern. Die vergleichende Gegenüberstellung dieser Bestimmungen ist sehr lehrreich. — Der Unterzeichnete gibt eine Übersicht über die deutschen Normen auf dem Gebiete des Erd- und Grundbaues. — Mit Probelastungen befassen sich drei Aufsätze: während H. Muhs und H. Kahl über Ergebnisse von Probelastungen auf großen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sand berichten, liefert W. Niebuhr einen Beitrag zur Auswertung von Baugrund-Probelastungen auf nicht bindigen Böden. Der Großversuch gewinnt immer mehr an Bedeutung; um so wichtiger werden einwandfreie Methoden für dessen Auswertung. — Der Kleinversuch im Laboratorium, der sich mit der Beziehung Druck/Setzung befaßt, wird in drei Berichten berücksichtigt; H. Muhs und M. Kany studierten den Einfluß von Fehlerquellen bei Kompressionsversuchen. Sie bestätigen die Brauchbarkeit der neuerdings üblichen Versuchsprobenmaße. — H. Leussink untersucht das seitliche Nichtanliegen der Bodenprobe im Kompressionsapparat als Fehlerquelle beim Druck-Setzungs-Versuch und schlägt für deren Ausschaltung einen besonderen Stutzen für die Entnahme der ungestörten Proben auf der Baustelle vor. — J. Schmidbauer gibt auf Grund seiner Untersuchungen über Fehlerquellen und deren Ausschaltung beim Druck-Setzungs-Versuch (Kompressionsversuch) Ratschläge für die Versuchsdurchführung.

H. Petermann, Bremen.

Spörgel, Dipl.-Ing. Richard, Reichsbahndirektor a. D., Hannover: Hochbauten der Eisenbahn (= Handbibliothek für Bauingenieure, Neue Reihe). VII, 215 S. Gr. 8°, mit 266 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1954. Gzln. 31,50 DM.

Als erster Band der von Ferd. Schleicher herausgegebenen neuen Reihe der Handbibliothek für Bauingenieure bildet das vorliegende Buch eine wertvolle Bereicherung des neuzeit-

lichen Eisenbahnschrifttums. Das Buch behandelt die Bauten für Betrieb und Verkehr (Empfangs-, Stellwerks- und sonstige Betriebsgebäude sowie Güterhallen und Güterabfertigungen), Bauten für den Maschinendienst (Lokomotivhallen, Wagenhallen und Eisenbahnausbesserungswerke), Bauten für die Verwaltung, Geschäftsgebäude der Eisenbahndirektionen, Dienstgebäude der Ämter, Bahnmeistereien, Selbstanschlußämter und Wohlfahrtseinrichtungen (Aufenthalts- und Übernachtungsgebäude sowie Erholungsheime usw.). Von allen diesen Bauten bringt das Buch die neuesten Ausführungen. Die reichen Erfahrungen des Verfassers machen es zu einer Fundgrube für Studenten und Praxis. Es ist mit allen technischen Daten maßgeblich und als Handbuch den Eisenbahn-Architekten und auch den Bauingenieuren unentbehrlich.

Die vorzügliche Ausstattung des Buches macht dem Verlag alle Ehre.

Prof. W. Müller, Aachen.

Beyer †, Kurt, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden: Technische Mechanik für Bauingenieure. Herausgegeben von Dipl.-Ing. H. Baldauf und Dipl.-Ing. G.-H. Hänig, Lehrbeauftragte an der Techn. Hochschule Dresden. VIII, 1. Aufl., 159 S., Gr. 8°, mit 326 Abb. Leipzig: S. Hirzel Verlag, 1954. Gln. 11,80 DM.

Es war K. Beyer nicht vergönnt, seine reichen Kenntnisse und Erfahrungen in von ihm geplanten Veröffentlichungen niederzulegen. Seine früheren Schüler H. Baldauf und G.-H. Hänig haben nun als Lehrbeauftragte der T. H. Dresden seine „Technische Mechanik für Bauingenieure“ herausgegeben und wohl verstanden, in der Darstellung durch kürzeste Fassung und strenge mathematische Formulierung der K. Beyer eigenen Art gerecht zu werden. Wenn sich das Buch auch nach einführenden Abschnitten über Vektorrechnung und allgemeine Fragen der Mechanik starrer Körper durch die in den Vordergrund gestellten Aufgaben aus den Gebieten der Statik in erster Linie an den Bauingenieur wendet, so ist doch anzunehmen, daß es ebenso bei Vertretern anderer Fachrichtungen viele Freunde finden wird.

E. Kohl, Braunschweig.

Swida, Dr.-Ing. habil. W., Professor z. Wv., Privatdozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe: Statik der Bogen und Gewölbe. Theorie des Einzelbogens. Berechnungsbeispiele unter Berücksichtigung der neuesten Belastungsannahmen (DIN 1072) und Berechnungsbestimmungen (DIN 1075). 188 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit 132 Abb., 5 Tafeln, 49 Tabellen und 12 Beilagen (in Sondermappe DIN A 4). Karlsruhe: Verlag C. F. Müller 1954. — Ln. 22,— DM.

Das Buch behandelt die Ermittlung der Schnittkräfte für massive Dreigelenk-, Zweigelenk- und eingespannte Bogen. Zunächst werden das Stützlinienverfahren, die Formänderungsmethode sowie die Ermittlung der Einflußlinien übersichtlich und durch Beispiele erläutert dargestellt. Als Hilfsmittel für den Entwurf von Bogenbrücken werden Formeln zur Ermittlung der Bogenstärken angegeben, die allerdings zum Teil umständlich anmuten. Mit Hilfe der Festpunktabstände werden dann für einen nach dem Ritterschen Potenzgesetz angenommenen Trägheitsmomentenverlauf die Einflußlinienordinaten der statisch unbestimmten Größen für eingespannte Bogen angegeben.

Demzufolge setzen sich die Einflußlinien der Momente aus 4 Beiträgen zusammen, weshalb die Anwendung der Strassnerschen Tafeln einfacher erscheint. Allgemein kann jedoch zur Berechnung von Bogenbrücken mit Hilfe von Tafeln gesagt werden, daß sie nur bei kleineren Stützweiten zugänglich ist und man bei größeren Bauwerken doch die genaueren bekannten Berechnungsverfahren — die in dem Buch ebenfalls angegeben sind — anwenden wird.

Um einen Anspruch auf vollständigere Behandlung der Statik der Bogen zu erheben, könnten noch folgende wesentliche Punkte im Buch aufgenommen werden: Kriechen und Knicken der Bogen, Windlast, Mitwirken der Aufbauten, Bogenreihen und Berechnung von Bogenscheiben. Ferner wäre es wünschenswert, solche Beispiele zu wählen, die in Formgebung und Ausführung mehr den heutigen Verhältnissen entsprechen.

Wegen seiner klaren Darstellung kann das Buch allen, die sich über Bogenbrücken unterrichten wollen, zum Studium empfohlen werden.

K. Hirschfeld, Aachen.

Verschiedenes.

DK 624.93

Deutsche Normen

Entwurf April 1954

Verbundträger-Hochbau Richtlinien für die Ausbildung und Bemessung

DIN 4239
Blatt 1

Einsprüche bis: 31.10.54 2fach an die FN-Bau-Geschäftsstelle, Bamberg 4, Postschließfach 43.

Nachstehend wird der Entwurf April 1954 des Normblattes DIN 4239, Verbundträger-Hochbau veröffentlicht.

Die Norm ist zunächst im Unterausschuß Verbundträger des Deutschen Ausschusses für Stahlbau unter der Obmannschaft von Dr.-Ing. Klingenberg bearbeitet worden. Dieser Unterausschuß wurde nachher zum Arbeitsausschuß DIN 4239 im ETB-Ausschuß erweitert. Von ihm wurde die vorliegende Fassung aufgestellt.

Inhalt:

- 1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken im Hochbau.
 - 2 Einheitliche Formelzeichen.
 - 3 Mitgeltende Normen und Vorschriften.
 - 4 Begriffe und Geltungsbereich.
 - 5 Baustoffe und ihr Gütenachweis.
 - 5.1 Stahl.
 - 5.2 Beton.
 - 6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung der Verbundträger.
 - 6.1 Stahlträger.
 - 6.2 Stahlbetonplatte.
 - 7 Ausbildung der Verbundmittel.
 - 8 Grundsätze für die Berechnung der Verbundträger.
 - 8.1 Temperaturunterschiede.
 - 8.2 Mitwirkende Plattenbreite.
 - 8.3 Querschnittsbemessung und Spannungsnachweise.
 - 9 Bemessung der Verbundmittel für Träger der Trägergruppe I.
 - 10 Bemessung der Verbundmittel für Träger der Trägergruppe II.
 - 10.1 Dübel.
 - 10.2 Verbundanker.
 - 11 Durchbiegungsnachweis.
 - 12 Zulässige Spannungen und Elastizitätsmoduln.
 - 12.1 Zulässige Betonspannungen.
 - 12.2 Zulässige Stahlspannungen.
- Erläuterungen siehe DIN 4239, Blatt 2.

1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken im Hochbau.

Entwurf und Ausführung im Verbundbau erfordern gründliche Kenntnis und Erfahrung in dieser Bauart, im Stahlbau und im Stahlbetonbau. Deshalb darf der Bauherr nur solche Betriebe und Fachleute zur Planung, Berechnung und Ausführung heranziehen, die über diese Erfahrungen und Kenntnisse verfügen. Der verantwortliche Bauleiter muß die Bauart gründlich kennen und mit den Besonderheiten der Ausführung vertraut sein¹⁾. Auf dem Gebiete des Stahlbaues und Stahlbetonbaues müssen alle, die am Entwurf und an der Ausführung beteiligt sind, eng zusammenarbeiten. Dazu müssen die technische Führung und die verantwortliche Bauleitung genau geregelt und gegeneinander abgegrenzt werden. Diese Regelung ist der zuständigen Baugenehmigungsbehörde schriftlich mitzuteilen (s. Erläuterungen).

2 Einheitliche Formelzeichen.

Für die Bezeichnung in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gelten, wenn nicht in folgenden Angaben anders festgelegt:

DIN 1044 Einheitliche Bezeichnungen im Stahlbetonbau und DIN 1350 Zeichen für Festigkeitsberechnungen.

Ferner in Anlehnung an DIN 1078 (s. Bild 1):

- E_b = Elastizitätsmodul des Betons.
 E_e = Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahles. } gewöhnl.
 E_{st} = Elastizitätsmodul des Trägerstahles. } ist $E_e = E_{st}$
 $n = E_{st}/E_b$ = Verhältnis der Elastizitätsmoduln.
 F_b = Querschnitt der mitwirkenden Stahlbetonplatte.
 F_{st} = Querschnitt des mit ihr verbundenen Stahlträgers.

¹⁾ Für den Geltungsbereich des RStGB. und des BCB. vergleiche DIN 1045, Fußnote 1.

F_e = Querschnitt der Stahlbetonbewehrung.

F_i = ideeller Querschnitt bezogen auf E_{st} :

$$F_i = F_{st} + F_e + F_b/n.$$

J_b = Trägheitsmoment des mitwirkenden Betonquerschnittes, bezogen auf seine Schwerachse.

J_{st} = Trägheitsmoment des Stahlträgers, bezogen auf seine Schwerachse.

J_i = Trägheitsmoment des ideellen Querschnittes, bezogen auf E_{st} :

$$J_i = J_{st} + 1/n \cdot J_b + F_i \cdot a_b \cdot a_{st}.$$

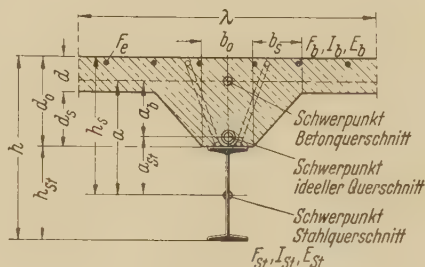


Bild 1.

Z = Zugkraft infolge des Biegemomentes M .

D = Druckkraft infolge des Biegemomentes M .

P_D = Dübelkraft des Enddübels.

σ_{st} = Spannung im Stahlträger.

c_b = Spannung im Beton.

σ_{bo} = Spannung in der Oberkante Betonplatte.

σ_{stu} = Spannung in Stahlträger-Unterkante.

σ_{sto} = Spannung in Stahlträger-Oberkante.

σ_e = Spannung im Betonstahl.

τ = Schubspannung des Stahlträgers.

τ_0 = Schubspannung des Betons.

τ_1 = Haftspannung zwischen Beton und Stahl.

d = Dicke der Betonplatte.

d_0 = Gesamthöhe des Betonquerschnittes.

d_s = Höhe der Aufstellung.

h_{st} = Stahlträgerhöhe.

h = Gesamthöhe des Verbundquerschnittes.

h_s = Abstand des Stahlträger-Schwerpunktes von der Oberkante Betonplatte.

a = Abstand des Schwerpunktes des Betonquerschnittes vom Stahlträger-Schwerpunkt.

a_{st} = Abstand des Stahlträger-Schwerpunktes vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes.

a_b = Abstand des Schwerpunktes des Betonquerschnittes vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes.

y = Abstand einer Faser von der Schwerachse.

x = Abstand der Nulllinie von Plattenoberkante.

λ = mitwirkende Plattenbreite.

b_0 = Fußbreite der Aufstellung.

b_s = waagerechte Projektion der Neigung der Aufstellung.

3 Mitgeltende Normen und Vorschriften.

Die aufgeführten Normen sind zu beachten, soweit sie nicht von DIN 4239 abweichen:

DIN 1000 — Stahlhochbauten, Grundsätze für die Ausführung²⁾.

DIN 1044 — Stahlbetonbau, einheitliche Bezeichnungen.

DIN 1045 — Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.

- DIN 1048 — Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. D. Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton.
- DIN 1050 — Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.
- DIN 1055 — Lastannahmen im Hochbau.
- DIN 1078 — Verbundträger-Straßenbrücken. Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung (z. Z. Entwurf).
- DIN 1350 — Zeichen für Festigkeitsberechnungen.
- DIN 4100 — Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten.
- DIN 4114 — Stahlbau. Stabilitätsfälle (Knickung, Beulung), Berechnungsgrundlagen.
- DIN 4227 — Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung.

Ferner wird die Anwendung der VOB²⁾ empfohlen.

4 Begriffe und Geltungsbereich.

4.1 Verbundträger bestehen aus Stahlträgern und einer Stahlbetonplatte, die durch besondere Konstruktionsglieder (Verbundmittel) zu gemeinsamer statischer Wirkung verbunden sind (s. Erl.).

Diese Richtlinien gelten nur im Hochbau und setzen voraus, daß die Verbundkonstruktionen gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt sind. Wird die Voraussetzung nicht erfüllt oder werden ausnahmsweise Spannglieder nach DIN 4227 für das Verbundtragwerk mit verwendet, so ist nach DIN 1078 zu verfahren (s. Erl.).

Für die Berechnung und Ausführung werden folgende Gruppen unterschieden:

4.2 Trägergruppe I. Sie umfaßt frei aufliegende Träger, die unter Einwirkung nur positiver Momente aus Lasten nach DIN 1055, Blatt 3, Abschnitt 6.1 bis 6.18 und 6.21 stehen und eine Stahlträgerhöhe bis zu 40 cm haben (s. Erl.).

4.3 Trägergruppe II. Alle anderen Verbundträger (s. Erl.).

5 Baustoffe und ihr Gütenachweis.

5.1 Stahl.

Für die Stahlträger gelten DIN 1050 und DIN 4100, für den Betonstahl gilt DIN 1045.

Für aufzuschweißende Verbundmittel ist schweißbarer Stahl (im allgemeinen St. 37.12, Schweißgüte), für Verbundanker Betonstahl I zu verwenden (s. Erl.).

5.2 Beton. Für Beton gelten DIN 1045 und DIN 1048. Die Betongüten B 450 und B 600 dürfen nur in besonderen Fällen und mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde verwendet werden. Werden diese Betongüten verwandt, so gelten für Berechnung und Ausführung die Bedingungen von DIN 1078 (s. Erl.).

6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung der Verbundträger.

6.1 Stahlträger.

6.11 Als Stahlträger können Walzträger, vollwandige genietete oder geschweißte Träger, für Trägergruppe II auch Fachwerkträger verwendet werden, jedoch nicht Leichtträger nach DIN 4115.

6.12 Die Obergurte und die Stegbleche sind so zu bemessen, daß die Kräfte aus den Verbundmitteln einwandfrei aufgenommen und weitergeleitet werden können. Vor allem dürfen die Obergurte zusammengesetzter Stahlträger nicht zu dünn gewählt werden, damit sie sich an den Anschlußstellen der Verbundmittel nicht stark verformen. Als Mindestdicke des Obergurtes ist 1/10 des freien Gurtplattenüberstandes anzunehmen (Bild 2).

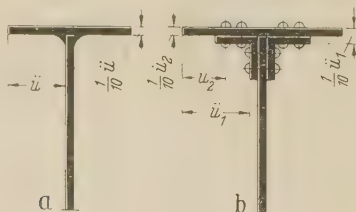


Bild 2.

6.2 Stahlbetonplatte.

6.21 Die Dicke der Stahlbetonplatte beträgt nach DIN 1045, § 22.2 bei

Deckenplatten mindestens	7 cm
Dachplatten mindestens	5 cm
Platten unter Durchfahrten und von befahrbaren Hof-Kellerdecken mindestens	12 cm

²⁾ Wird z. Z. neu bearbeitet.

Über dem Stahlträger soll der Beton mindestens 10 cm dick sein, so daß dünnere Platten durch Aufstelzungen entsprechend zu verstärken sind.

6.22 Die Höhe von Aufstelzungen sollte nur so groß gewählt werden, daß bei Walzträgern die Verbundträgerhöhe nicht größer als die 2,5fache Stahlträgerhöhe wird; außerdem sollte die Höhe der Aufstelzung (von Stahlträgeroberkante bis Plattenunterkante gerechnet) nicht größer als die 1,5fache Plattendicke sein (s. Bild 3 b u. Erl.).

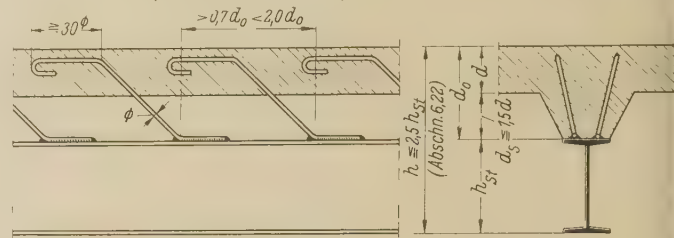


Bild 3a.

Bild 3b.

6.23 Die Platte ist so zu bewehren, daß sie nicht nur den Bestimmungen nach DIN 1045 genügt, sondern es muß auch gewährleistet sein, daß die Kräfte aus den Verbundmitteln in die Platte übertragen werden. Für Trägergruppe II ist dies rechnerisch nachzuweisen (s. Erl.).

7 Ausbildung der Verbundmittel.

7.1 Als Verbundmittel werden Dübel oder Verbundanker oder beide gemeinsam verwendet. Einige erprobte Ausführungsarten sind in den Erläuterungen dargestellt. Die Verbundmittel werden am Stahlträger zweckmäßig angeschweißt oder angenietet. Die Anzahl der Verbundmittel und ihre gegenseitigen Abstände sind für Trägergruppe I nach Abschnitt 9 zu wählen. Für Trägergruppe II sind sie nach Abschnitt 10 zu ermitteln. Dichter gesetzte, kleinflächige Verbundmittel sind großflächigen mit weiten Abständen vorzuziehen. Ihr Abstand sollte im allgemeinen die zwei- bis dreifache Betonplattendicke nicht überschreiten. Ihr Mindestabstand ist für die Trägergruppe II durch DIN 1078, Abschnitt 13.25 und Erl. dazu begrenzt (vgl. auch Abschnitt 7.4 u. Erl. zu Abschnitt 7.1).

7.2 Bei Trägern ohne oder mit flachen Aufstelzungen, deren Neigung $\leq 1:3$ ist, sind alle Arten von Verbundmitteln zugelassen. Die schiefen Hauptzugspannungen, die in der Berührungsfuge zwischen Stahlträger und Platte und in der Platte selbst auftreten, sind durch die Verbundmittel aufzunehmen. Besonders eignen sich hierfür schräge Verbundanker. Sie verhindern gleichzeitig, daß die Platte vom Stahlträger abgehoben wird.

7.3 Für Verbundträger mit steilen Aufstelzungen, die eine Neigung $> 1:3$ haben, sind als Verbundmittel Verbundanker anzuordnen. Auf die Trägerenden sind außerdem stets Enddübel nach Abschnitt 7.7 zu setzen.

Die Verbundanker sind stumpf an den Stahlträger zu führen und dort aufzuschweißen oder mit einem abgebogenen, am Stahlträger anliegenden Ende anzuschweißen. Dabei ist der Knick mit scharfer Krümmung warm zu biegen und die Schweißnaht um den Knick herumzuführen (s. Erl.). Die Verbundanker sind bis dicht unter die Oberkante der Platte (Überdeckung nach DIN 1045) zu führen und dort parallel zur Plattenoberkante abzubiegen. Die Haftlänge von dieser Abbiegung an gerechnet muß mindestens den 30fachen Rundstahldurchmesser betragen. Am Ende der Verbundanker sind Haken anzubiegen, wenn sie nicht mit geschlossener Schleife als Doppelverbundanker ausgebildet werden.

7.4 Werden Verbundanker allein angeordnet, so soll ihr Abstand zwischen $0,7 d_0$ und $2,0 d_0$ liegen (Bild 3 a).

7.5 Im Bereich wechselnder Schubkräfte sind lotrechte oder nach beiden Richtungen geneigte Verbundanker vorzusehen (vgl. Bild 5).

7.6 Werden Dübel angeordnet, ist darauf zu achten, daß ihre Steifigkeit möglichst groß und gleichmäßig an jeder Stelle der Dübelfläche vorhanden ist, d. h. nachgiebige Stellen in der Dübelfläche, die sich der Kraftübertragung entziehen können, sind zu vermeiden. Starre Dübel sind also weichen vorzuziehen. Ihre Anschlußschweißnähte sind als endlose Naht um sie herumzuführen. Die Nähte sollen vom Rand der Stahlträgergurte mindestens 10 mm Abstand haben.

7.7 An den Trägerenden sind stets besonders kräftige und steife Enddübel anzuordnen. Um die Schwind- und gleichgerichteten Temperaturspannungen einzuleiten, ist am Enddübel eine der zugeordneten Plattenbreite angemessene Schrägbewehrung vorzusehen (s. Bild 4 und Erl.). Diese Schwindverankerung und die Enddübel sind nach Abschnitt 10.15 zu bemessen, wenn nicht gemäß Abschnitt 10 nach DIN 1078, Abschnitt 13.15, zu verfahren ist.

8 Grundsätze für die Berechnung der Verbundträger.

8.1 Temperaturunterschiede.

Bei Verbundkonstruktionen für den allgemeinen Hochbau brauchen die Temperaturunterschiede zwischen Stahlträger und Stahlbetonplatte in geschlossenen Räumen in der Regel nicht berücksichtigt zu werden.

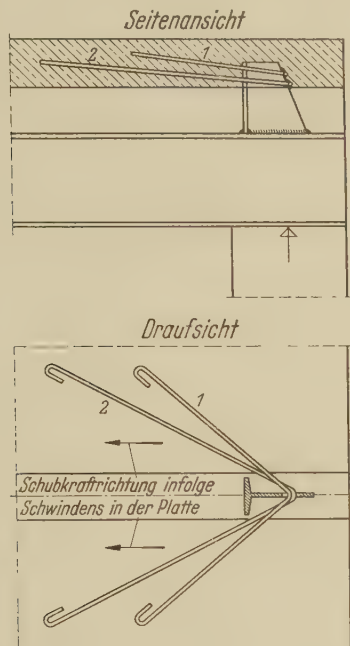


Bild 4.

Da Temperaturunterschiede im Verbundbau besondere Spannungszustände erzeugen, muß ihr Einfluß nach DIN 1078, Abschnitt 7.5 verfolgt werden, wenn mit größeren Unterschieden als 15° (in Celsiusgraden) zwischen Stahlträger und Stahlbetonplatte zu rechnen ist, z. B. über Feuerplätzen und bei Dachträgern beheizbarer Gebäude, die nach außen nicht durch eine Wärmedämmschicht geschützt sind (vgl. Erl.).

Dies gilt ferner für alle Verbundtragwerke, die der Außentemperatur ausgesetzt sind.

8.2 Mitwirkende Plattenbreite.

Für frei aufliegende Träger unter durchlaufenden Platten kann bei Trägern der Trägergruppe I die mitwirkende Plattenbreite λ mit 0,25 der Träger-Stützweite — jedoch höchstens gleich dem Trägerabstand — angenommen werden und für einseitige Platten mit 0,12 der Träger-Stützweite oder mit höchstens dem halben Trägerabstand.

Vorhandene Durchbrüche sind von der so errechneten Plattenbreite abzusetzen.

Bei Trägern der Trägergruppe II ist nach DIN 1078, Abschnitt 7.7, zu verfahren.

c) Verbund für Verkehrslast, ständige Last und negative Vorbelastung. Außer den Voraussetzungen zu b) wird der Stahlträger zusätzlich vor dem Betonieren in seinem mittleren Bereich durch die Zwischenunterstützungen überhöht und erhält dadurch eine entsprechende Biegevorspannung.

8.31 Trägergruppe I nach Abschnitt 4.2. Für sie genügt es, den Spannungsnachweis zu führen, ohne die Einwirkung von Schwinden und Kriechen zu berücksichtigen. Dabei muß für die Randspannungen nachgewiesen werden, daß die nach Tafel 2, Zeile 1 zugelassenen Werte eingehalten sind.

Für den Fall c) in Abschnitt 8.3 ist das vereinfachte Bemessungsverfahren zulässig, das in den Erläuterungen zu Abschnitt 8.31 angegeben ist. Es gelten die zulässigen Spannungen der Tafel 2, Zeile 2 bzw. 3 (s. Erl.).

8.32 Trägergruppe II nach Abschnitt 4.3. Für sie gilt DIN 1078 sinngemäß. Es sind also grundsätzlich die Randspannungen σ_{bo} und σ_{stu} für die Zustände:

„ohne Schwinden und Kriechen“ und
„mit Schwinden und Kriechen“

nachzuweisen. Die in Tafel 1 und 2 zugelassenen Werte sind dabei einzuhalten. Im allgemeinen ist das Endschwindmaß mit 0,0003 und die Kriechzahl mit $\varphi = 4$ zugrunde zu legen (s. Erl.).

Für den Zustand „mit Schwinden und Kriechen“ sind die Spannungen unter der Annahme zu ermitteln, daß für das Kriechen auch die Verkehrslast in voller Höhe dauernd wirkt (s. Erl.).

Bei der Bemessung ist die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung zu stellen (Zustand II). Die Bewehrung darf aber bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes mit berücksichtigt werden, wenn sie ausreichend verankert und die Übertragung der Schubkräfte gewährleistet ist.

Bei äußerlich statisch bestimmt gelagerten Verbund-Fachwerkträgern, deren Obergurt nur aus der Betonplatte besteht, treten aus Schwinden und Kriechen keine Spannungsumlagerungen auf. Deshalb erübrigt sich dieser Nachweis.

8.33 Die Stahlbetonplatte als lastverteilendes Traglelement ist nach DIN 1045 zu bemessen.

9 Bemessung der Verbundmittel für Träger der Trägergruppe I.

Werden Verbundanker verwendet, kann die Bemessung der Verbundsicherung auf Grund einer Schubkraftermittlung entfallen, wenn in jedem äußeren Drittel der Trägerfeldlänge die Summe der Querschnitte der Verbundanker $0,75 \cdot F_{st}$ beträgt und im mittleren Drittel nach beiden Richtungen geneigt je ein Gesamtquerschnitt von $0,4 \cdot F_{st}$ angeordnet ist (s. Bild 5 und Erl.).

Außerdem sind Enddübel (s. Abschnitt 7.7 und 10.15) anzuordnen.

10 Bemessung der Verbundmittel für Träger der Trägergruppe II.

Die Verbundmittel der Trägergruppe II nach Abschnitt 4.3 sind so zu bemessen und zu verteilen, daß die Schubkräfte, die sich aus Haupt- und Zusatzlasten, Vorspannkraften, Kriechen und Schwinden ergeben, in den für die ver-

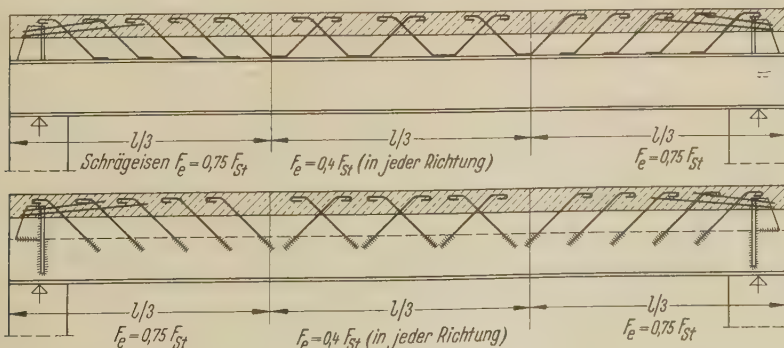


Bild 5a.

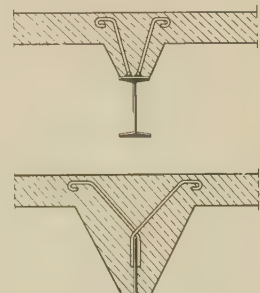


Bild 5b.

8.3 Querschnittsbemessung und Spannungsnachweise.

Nach der Ausführungsart ist zu unterscheiden zwischen:

a) Verbund nur für Verkehrslasten. Das volle Gewicht des Betons wirkt als Belastung nur auf den Stahlträger.

b) Verbund für Verkehrslasten und ständige Last. Die Stahlträger werden während des Betonierens und der Erhärtungszeit an Zwischenpunkten so unterstützt, daß beim Ausrüsten das Gewicht des Betons auf den Verbundträger wirkt (s. Erl.).

schiedenen Zeitpunkte ungünstigsten Zusammenstellungen aufgenommen werden können.

Bei Verbund nur für Verkehrslasten nach Abschnitt 8.3 Fall a) ist bei der Bemessung der Verbundmittel die Schubkraft mit zu berücksichtigen, die sich aus der Einwirkung der halben ständigen Last auf den Verbundträger ergeben würde (s. Erl.).

Die natürliche Haftung zwischen Betonplatte und Stahloberfläche und die Wirkung vorstehender Nietköpfe dürfen zur Verbundsicherung nicht herangezogen werden.

Bei größeren Tragwerken, besonders bei durchlaufenden Verbundträgern, ist an den freien Trägerenden die Verbund-sicherung nach DIN 1078, Abschnitt 13.15, durchzuführen.

10.1 Dübel.

10.11 Bei der Ermittlung der Betonpressung auf die Dübel-stirnflächen ist nur die zu übertragende Schubkraft ohne den Anteil der im Plattenquerschnitt vorhandenen Längsspannung zu berücksichtigen.

10.12 Die durch einen Dübel übertragbare Schubkraft rich-tet sich nach der an der Dübelstirnfläche zulässigen Betonpres-sung. Es gilt Tafel 1, Zeile 6, als zulässige Grundspannung, mit der sich die zulässige Pressung zu

$$\sigma_1 = \sigma \cdot \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$$

errechnet. Dabei ist F_1 die Übertragungsfläche (d. i. die von der Dübelstirnfläche gepreßte Betonfläche) und F die Verteilungsfläche, die bei Betonplatten

ohne Aufstelzung mit $F = 2 d^2 \leq 5 \cdot F_1$,
mit Aufstelzung mit $F = b_0 \cdot d \leq 5 \cdot F_1$,

zu berücksichtigen ist; dabei ist

d = Plattendicke und
 b_0 = Fußbreite der Aufstelzung

(vgl. auch DIN 1078, Abschnitt 13.22).

10.13 Bei der Berechnung und Bemessung der Anschluß-nähte für die Dübel sind die Querkraft und das Kippmoment zu berücksichtigen (vgl. Erl.).

Bei der Bemessung der Anschlußnähte von Dübeln, an die Verbundanker angeschweißt sind, ist die in der Mitte oder außerhalb der Mitte angreifende schräge Zugkraft der Verbund-anker mit zu berücksichtigen.

10.14 Die Dübelabstände sind aus der Schubkraft zwischen Betonplatte und Stahlträger zu berechnen. Sie sind jedoch mindestens so groß zu wählen, daß sich entlang den äußeren Umrissen der Dübelreihen keine Scherflächen im Beton bilden können. Als zulässige Scherspannungen gelten die Spannungen in Tafel 1, Zeile 3 und 4.

Bei starren Dübeln (z. B. Bild 5 und 6 der Erl.) kann an-genommen werden, daß sich die Betonpressung gleichmäßig über die Dübelstirnfläche verteilt.

Bei weniger starren Dübeln (z. B. Bild 3 und 4 der Erl.) ist die zul. Betonpressung an der Dübelstirnfläche wegen der un-terschiedlichen Nachgiebigkeit der Dübelfläche zu ermäßigen (vgl. Abschnitt 7.6).

10.15 Die Enddübel nach Abschnitt 7.7 und Bild 4 ein-schließlich der Schwindverankerung sind für eine Kraft $P_D = 0,1 \cdot F_{st} \cdot \text{zul}\sigma_{st}$ zu bemessen, wenn nicht gemäß Abschnitt 10 nach DIN 1078, Abschnitt 13.15, zu verfahren ist (s. Erl.).

10.2 Verbundanker.

10.21 Wird der Verbund nur durch schräge Verbundanker gesichert, so sind sie nach den Regeln des Stahlbetonbaus für die Schubbewehrung zu bemessen, wobei aber abweichend die Schubkraft für jeden Verbundanker mit

$$\text{zul}D = \text{zul}\sigma_e \cdot F_e$$

anzusetzen ist (vgl. DIN 1078, Erl. zu Abschnitt 13.32).

Über die zusätzlich anzuordnenden Enddübel vgl. Ab-schnitt 7.7, 9 und 10.15. Es gelten die zulässigen Stahlspan-nungen nach Tafel 2, Zeile 6.

Werden die Verbundanker als Schleifen ausgebildet, so ist der Leibungsdruck im Beton nachzuweisen (s. DIN 1078, Ab-schnitt 13.31, und Tafel 5, Zeile 12 und 13). Ist bei Rund-stählen aus Betonstahl I der Schleifendurchmesser $\geq 15 d$ und die kleinste Betondeckung in Richtung der Schleifenkraft $\geq 3 d$ (d = Rundstahldurchmesser), so erübrigt sich dieser Nachweis.

10.22 Werden gleichzeitig Dübel und schräge Verbundanker angeordnet, so berechnet sich die aufnehmbare Schubkraft (vgl. DIN 1078, Erl. zu Abschnitt 13.32)

$$\text{zul}D = \text{zul}\sigma_b \cdot F_1 + \mu \text{zul}\sigma_e \cdot F_2$$

mit $\mu = 0,5$ für Haken und $\mu = 0,7$ für Schleifen.

F_1 = wirksame Dübelstirnfläche.

F_2 = Querschnitt der auf den Bereich eines Dübels ent-fallenden Verbundanker.

$\text{zul}\sigma_b$ = zul. Betonpressung an der Dübelstirnfläche nach Abschnitt 10.12.

$\text{zul}\sigma_e$ = zul. Stahlspannung des Verbundankers (Tafel 2, Zeile 6).

11 Durchbiegungsnachweis.

Für Träger der Trägergruppe I braucht die Durchbie-gung nicht nachgewiesen zu werden.

Für Träger der Trägergruppe II ist die zulässige Durch-biegung nach DIN 1050 einzuhalten.

12 Zulässige Spannungen und Elastizitätsmoduln.

12.1 Tafel 1. Zulässige Betonspannungen im Verbundträger-querschnitt (s. Erl.).

a Be- anspruchungs- art	b Anwendungs- bereich	Güteklassen des Betons B 225 B 300 B 450 ^{*)} B 600 ^{*)} kg/cm ²				g Zeile
		c	d	e	f	
1. Druck	a) Plattendicke $d \leq 8$ cm b) Plattendicke $d > 8$ cm	70 80	90 100	120 130	140 150	1 2
2. Schub infolge Biegung	a) ohne Nach- weis d. Schub- sicherung b) Höchstwerte bei Nachweis der Schub- sicherung	9 18	10 20	11 23	12 25	3 4
3. Haftung an den Stahl- einlagen	—	6	8	9	10	5
4. Pressung vor den Dübeln (Abschnitt 10.12)	Grund- spannung σ	65	80	110	130	6
Elastizitätsmodul E_b :		270 000	300 000	350 000	400 000	7
Verhältniszahlen der Elastizi- tätsmoduln von Stahl zu Beton: $n = E_{st}/E_b$		8,0	7,0	6,0	5,3	8

12.2 Tafel 2. Zulässige Stahlspannungen (s. Erl.).

a	b	c	d	e
Bauglied	Beanspruchungsart	zul. Spannung. St 37 St 52 kg/cm ² kg/cm ²		Zeile
Stahl- träger	I. Trägergruppe I (nach Ab- schnitt 4.2)			
	1. Haupt- und Zusatzlasten: für den Nachweis der Randspannungen (Abschnitt 8.31, Absatz 1)	1600	2400	1
	2. Haupt- und Zusatzlasten: für den Nachweis der Spannung im Träger- schwerpunkt (Abschnitt 8.31, Absatz 2)			
	a) bei Nachweis der Überhöhung	1400	—	2
	b) bei nicht nachgewiesener Überhöhung	1200	—	3
Verbund- mittel:	II. Trägergruppe II (nach Abschnitt 4.3)			
	Haupt- und Zusatzlasten: für den Nachweis			
	a) ohne Schwind- und Kriecheinfluß	1600	2400	4
	b) mit Schwind- und Kriecheinfluß	1800	2700	5
	III. Haupt- u. Zusatzlasten: für den Nachweis in Dübeln u. Verbundankern	1400	—	6

Elastizitätsmodul f. Stahlträger
und Bewehrung $E_{st} = E_e = 2\,100\,000$ kg/cm²

^{*)} Die Betongüten B 450 und B 600 sind nur unter den Be-dingungen des Abschnitts 5.2 zugelassen.

Verbundträger-Hochbau

Richtlinien für die Ausbildung und Bemessung · Erläuterungen

DIN 4239
Blatt 2

Einsprüche bis: 31.10.54 2fach an die FN-Bau-Geschäftsstelle, Bamberg 4, Postschließfach 43.

Einleitung.

Bei den bisher üblichen Deckenkonstruktionen aus Stahlträgern mit aufbetonierten Stahlbetonplatten geht man aus Sicherheitsgründen davon aus, daß sich beide Bauteile unabhängig voneinander verformen können. Durch schubfeste Verbindung der Stahlträger mit der darüberliegenden Stahlbetonplatte entstehen dagegen die als Verbundträger bezeichneten, gemeinsam tragenden Querschnitte mit größerer Tragfähigkeit. Dabei wird die Betonplatte in Trägerrichtung zusätzlich beansprucht.

Die Verbundbauart hat sich im Brückenbau schneller verbreitet als im Hochbau. Das frühe Erscheinen der „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ (1. Entwurf Juli 1950 vom Deutschen Ausschluß für Stahlbau, Unterausschuß Verbundträger¹⁾), hat zu dieser Entwicklung beigetragen. Diese Richtlinien sind inzwischen als DIN 1078 „Verbundträger-Straßenbrücken, Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung“ (z. Z. Entwurf) neu bearbeitet worden. Für die meist einfacheren Verhältnisse im Hochbau sind jetzt die Richtlinien in DIN 4239, Blatt 1 aufgestellt worden.

In den folgenden Erläuterungen werden Begründungen und Erklärungen gegeben, soweit sie für ein besseres Verständnis oder zur Erleichterung für die Anwendung der Richtlinien als notwendig angesehen werden.

Die Benummerung der Abschnitte entspricht der in DIN 4239, Blatt 1.

Erläuterungen.

Zu Abschnitt 1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken im Hochbau.

Die Verbundbauart kann nur erfolgreich angewandt werden, wenn die in DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 1, gestellten Forderungen beachtet werden. Es ist besonders wichtig, vor Baubeginn die verantwortliche technische Federführung festzulegen, weil häufig Bauteile vom Stahlbau zu bemessen, vom Betonbau jedoch auszuführen sind. Deshalb wird verlangt, daß die zuständige Baugenehmigungsbehörde davon schriftlich unterrichtet wird.

Zu Abschnitt 4 Begriffe und Geltungsbereich.

Zu Abschnitt 4.1 Als Verbundmittel gelten nur besondere zur Schubsisicherung angeordnete Teile (Dübel und Verbundanker nach DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 7), nicht dagegen Nietköpfe oder die Haftwirkung des Betons am Stahlträger.

Da im Hochbau Verbundkonstruktionen im allgemeinen überdacht oder durch eine Dachhaut geschützt sind, sehen die DIN 4239, Blatt 1, für solche Bauten keine Maßnahmen für eine Witterungsbeständigkeit der Stahlbetonplatte vor. Die Betonzugspannungen werden also nicht beschränkt und keine Maßnahmen verlangt, die eine Rißbildung im Beton verhüten. Der Witterung ausgesetzte Tragwerke erfordern dagegen besondere Maßnahmen, um ihren Bestand zu sichern. Die Stahlbetonplatte darf also keine Risse oder nur Haarrisse erhalten. Dies wird durch Einhalten der Bestimmungen in DIN 1078, Abschnitt 10, bewirkt.

Um im Hochbau einfache und leicht prüfbare Verfahren für die Ausbildung und Bemessung zu erhalten, sind die Verbundtragwerke in zwei Gruppen aufgeteilt worden.

Zu Abschnitt 4.2 Die Trägergruppe I umfaßt die Decken- und Dachträger mit beschränkter Stahlträgerhöhe, die statisch bestimmt gelagert sind und neben ihrem Eigengewicht nur die im Hochbau üblichen Verkehrslasten bis zu 750 kg/m² aufzunehmen haben, das sind Flächenlasten (DIN 1055, Blatt 3, Abschnitt 6.1 bis 6.18) und bei Dächern auch Einzellasten für Personen, die zu Reinigungs- und Wiederherstellungsarbeiten das Dach betreten (DIN 1055, Blatt 3, Abschnitt 6.21). Hierunter fallen also nicht Unterzüge und andere Träger unter schweren Flächen- oder Einzellasten und zum Abfangen tragender Wände.

Für die Trägergruppe I ist auf einen besonderen Nachweis des Schwind- und Kriecheinflusses verzichtet worden. Es sind lediglich die Randspannungen an der Betonplattenoberkante und Stahlträgerunterkante nachzuweisen, die von den Lasten hervorgerufen werden. Erhält der Stahlträger durch Überhö-

hung im Feld (DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 8.3, Fall c) eine negative Vorbelastung, kann die Randspannung in der Betonplatte und die Schwerpunktspannung für den Stahlträger nach dem vereinfachten Bemessungsverfahren der Erläuterungen zu Abschnitt 8.31 nachgewiesen werden.

Zu Abschnitt 4.3 Die Trägergruppe II umfaßt Verbundkonstruktionen mit Trägern bis zu 40 cm Stahlträgerhöhe mit größerer Belastung und alle Verbundkonstruktionen mit Trägern über 40 cm Stahlträgerhöhe. Dabei sind grundsätzlich die Randspannungen infolge aller Lasten sowohl ohne als auch mit Schwind- und Kriecheinfluß nachzuweisen. (Vgl. DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 8.32).

Zu Abschnitt 5 Baustoffe und ihr Gütenachweis.

Zu Abschnitt 5.1 Werden die Verbundmittel an die Stahlträger angeschweißt, so müssen auch diese, oder bei zusammengesetzten Trägern die Teile, an die angeschweißt werden soll, die in DIN 4100 verlangte Materialgüte haben.

Für Betonstahl, der den Bedingungen in DIN 1045, § 5, Ziff. 6, entspricht, braucht die Schweißbarkeit nicht besonders nachgewiesen zu werden.

Zu Abschnitt 5.2 Durch die Bedingungen, die für eine Verwendung von B 450 und B 600 gestellt sind, soll eine Ausführung von Verbundträgern mit diesen Betongüten auf Hersteller beschränkt werden, die die nötigen Erfahrungen hierfür besitzen.

Zu Abschnitt 6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung der Verbundträger.

Zu Abschnitt 6.22 Um wirtschaftliche Bauformen für Verbundkonstruktionen im Hochbau zu erhalten, sollte die Deckenplatte nicht unmittelbar auf die Stahlträger aufgelegt, sondern zwischen beide eine Betonaufstelzung eingefügt werden. Dadurch wird der Hebelarm der inneren Kräfte (Druckkraft im Beton und Zugkraft im Stahlträger) vergrößert und die nötige Tragfähigkeit auch mit geringerer Höhe des Stahlträgers erzielt.

Die Höhe der Aufstelzung darf jedoch wegen der in ihr entstehenden Betonzugspannungen nicht zu groß gewählt werden. Deshalb sind in DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 6.22, entsprechende Grenzen festgelegt worden.

Zu Abschnitt 6.23 Um die Verbundmittelkräfte in die Platte zu übertragen, soll in der Platte eine ausreichende Bewehrung, vor allem quer zur Verbundträgerrichtung, vorhanden sein. Neben der Hauptbewehrung muß die Querbewehrung, die nach DIN 1045, § 22, Abschnitt 4, senkrecht zur Hauptbewehrung der Platte vorzusehen ist, auch vorhanden sein, wenn nicht nach der Plattentheorie bemessen wird. Da die größten Scherspannungen in der Platte von den Enddübeln ausgehend schräg in das Plattenfeld verlaufen, ist die Bewehrung in beiden Richtungen von besonderer Bedeutung.

Zu Abschnitt 7 Ausbildung der Verbundmittel.

Zu Abschnitt 7.1 Als Anhalt aber ohne Anspruch auf Vollständigkeit sind in Bild 3 bis 6 der Erläuterungen einige für den Hochbau geeignete Verbundmittel dargestellt²⁾.

Engerliegende kleinflächige Verbundmittel bewirken eine gleichmäßigere Einleitung der Dübelkräfte in den Beton.

Zu Abschnitt 7.2 Der Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen durch Verbundanker ist an den Trägerenden besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Zu Abschnitt 7.3 Für Verbundträger mit steilen und hohen Aufstelzungen eignen sich Verbundanker besser als Dübel, weil Verbundanker die Schubkräfte unmittelbar vom Stahlträger bis in die Platte leiten.

Der Anschluß der Verbundanker ohne Abbiegung am Stahlträger (Bild 1 der Erl.) gestattet eine zentrische Einführung der Zugkraft aus dem Stahlträger über die Schweißnaht in den Verbundanker. Ein Anschluß des Verbundankers mit abgeboogenem Ende (Bild 2 der Erl.) ist gestattet. Um die hierbei unvermeidliche Exzentrizität des Anschlusses möglichst klein zu halten, wird eine warm herzustellende, scharfe Abbiegung gefordert. Dadurch wird gleichzeitig die Schubsisicherung durch die Verbundanker weniger nachgiebig.

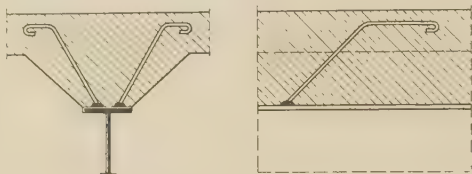
²⁾ S. auch: Heft 10 der „Abhandlungen aus dem Stahlbau“, Prof. Graf: „Über Versuche mit Verbundträgern“ S. 74 ff., Industrie- u. Handelsverlag Walter Dorn GmbH, Bremen-Horn, und Zeitschrift „Der Bauingenieur“ Jahrgang 1950, Heft 8, Springer-Verlag, Berlin.

¹⁾ Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“ 25. Jahrgang (1950), Heft 9, S. 357 bis 364, Springer-Verlag, Berlin.

Die Schweißstellen sind so zu wählen, daß sie nicht im Bereich des Stegansatzes liegen, weil diese Zone weniger gut schweißbar ist. Sie sollen aber auch weit genug vom Gurtrand entfernt sein, um zu vermeiden, daß im Gurt wegen der eingeleiteten Verbundmittelkräfte örtliche Biegebeanspruchungen oder auch wegen des Schweißens wellenförmige Verformungen auftreten.

Zu Abschnitt 7.7 Die Enddübel sind stets anzuordnen, gleichgültig, ob Dübel mit Verbundankern oder Verbundanker allein verwendet werden.

Durch Schwind- und gleichgerichtete Temperaturspannungen (kühlere Betonplatte) wird der Enddübel an seiner Rückseite

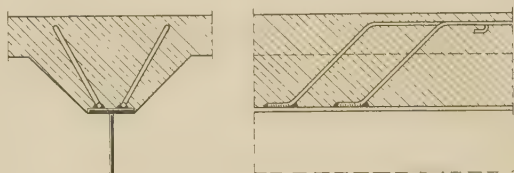


beansprucht, wodurch das Ende der Betonplatte ausreißen könnte. Um dies zu verhindern, sind am Enddübel Bewehrungsstäbe zu verankern, die schräg vom Plattenrand weg in die Platte greifen. (DIN 4239, Blatt 1, Bild 4.)

Zu Abschnitt 8 Grundsätze für die Berechnung der Verbundträger.

Zu Abschnitt 8.1 Der Abschnitt 7.5 der DIN 1078 wird zur einfacheren Handhabung hier wiedergegeben:

„Bei äußerlich statisch unbestimmten Tragwerken ist mit einem geradlinigen Temperaturgefälle von $\pm 20^\circ$ (in Celsiusgraden) zwischen Oberkante Stahlbetonplatte und Unterkante Stahlträger zu rechnen.



Bei äußerlich statisch bestimmten Tragwerken und allgemein für die Enddübelbereiche nach Abschnitt 12.15 ist der Temperatureinfluß durch ein zusätzliches Endschwindmaß von $10 \cdot 10^{-6}$ zu berücksichtigen, ohne daß für diesen Betrag ein Abbau durch Kriecheinfluß angesetzt werden darf.“

Zu Abschnitt 8.3 Bei Deckenträgern brauchen im allgemeinen die Zwischenunterstützungen in den Fällen b) und c) bei Stützweiten bis 8 m nur in Feldmitte, bei Stützweiten über 8 m in Feldmitte und den Viertelpunkten angeordnet zu werden.



Zu Abschnitt 8.31 Auf einen Nachweis des Kriechens und Schwindens wird bei der Trägergruppe I verzichtet, weil diese Gruppe nur statisch bestimmt gelagerte Träger umfaßt, bei denen größere Verformungen die Standsicherheit nicht beeinflussen. Auch die Größe der Bruchlast wird durch das Schwinden und Kriechen kaum beeinträchtigt, weil sich im Verbundträger die durch diese Einflüsse erzeugten Eigenspannungen beim Erreichen der Fließgrenze im Stahlträger wieder ausgleichen, die Betonplatte also wieder wie im Anfangszustand voll mitträgt.

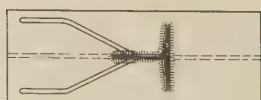


Bild 3.

Liegen die Voraussetzungen nach DIN 4239, Blatt 1, im Fall c) des Abschnittes 8.3 (negative Vorbelastung), vor, so genügt für die Trägergruppe I der Spannungsnachweis nach dem nachstehenden vereinfachten Bemessungsverfahren:

Der Abstand der Nulllinie von der Oberkante der Stahlbetonplatte ist

$$x = \frac{F'_b \cdot \frac{d}{2} + F_{st} \cdot h_s}{F'_b + F_{st}} \quad (1)$$

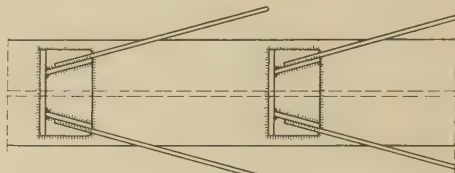
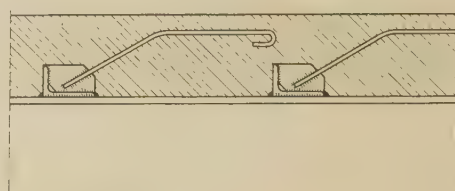


Bild 4.

Darin sind:

$$F'_b = \frac{F_b}{n}$$

F_b = Querschnittsfläche der mitwirkenden Stahlbetonplatte,

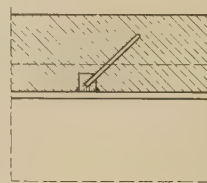
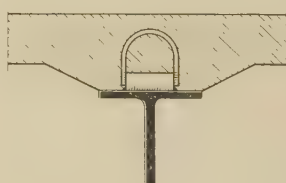
n = Verhältniszahl der Elastizitätsmoduln nach Tafel 1,

Zeile 8 der DIN 4239, Blatt 1,

d = Dicke der Stahlbetonplatte,

F_{st} = Querschnittsfläche des Stahlträgers,

h_s = Abstand des Stahlträgerschwerpunktes von der Oberkante der Stahlbetonplatte.



Die Querschnittsfläche einer evtl. vorhandenen Aufstetzung wird bei diesem vereinfachten Verfahren bei der Ermittlung der Nulllinie vernachlässigt.

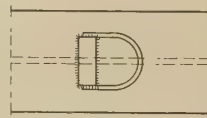
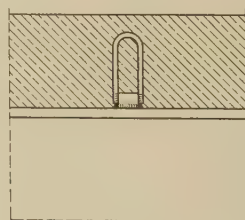
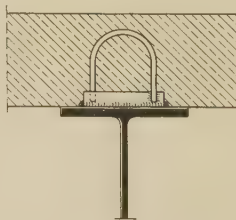


Bild 5.



Die Resultierende der Stahlträger- und Betondeckungsdrücke wirkt im Stahlträgerschwerpunkt an, während die Betondeckungsdrücke dreieckförmig im Druckbereich der Betonplatte verteilt ist (Bild 7 der Erl.)

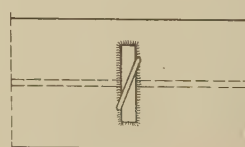


Bild 6.

Damit ergibt sich der Hebelarm der inneren Kräfte zu

$$a = h_s - \frac{x}{3} \quad (2)$$

Die inneren Kräfte sind dann

$$Z = -D = \frac{M}{a} \quad (3)$$

Die Schwerpunktspannung im Stahlträger beträgt somit

$$\sigma_{st} = \frac{Z}{F_{st}} \quad (4)$$

Die Spannung an der Oberkante der Stahlbetonplatte

$$\sigma_{bo} = \frac{2D}{b \cdot x} \quad (5)$$

Bei diesem Bemessungsverfahren sind für den Stahlträger besondere Schwerpunktspannungen in Tafel 2, Zeile 2 und 3, zugelassen. Diese Spannungen im Stahlträgerschwerpunkt sichern nur dann mit ausreichender Genauigkeit eine Einhal-

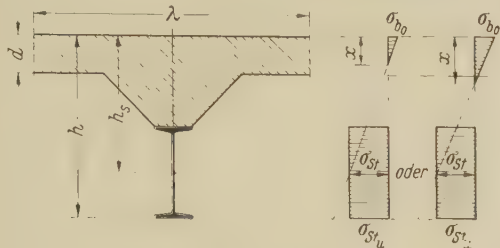


Bild 7.

tung der zulässigen Randspannungen, wenn durch negative Vorbelastung (Überhöhung) des Stahlträgers in der Randfaser des Untergrundes eine Druckvorspannung von 500 kg/cm² erzeugt wird.

Das für diese Druckvorspannung nötige Maß der Überhöhung errechnet sich zu

$$f \text{ [cm]} = \frac{l^2}{2 \cdot h_{st}} \quad (6)$$

Darin ist l in [m] und h_{st} in [cm] einzusetzen.

Bei einer Schwerpunktspannung des Trägers von 1400 kg/cm² beträgt die untere Randspannung im Anfangszustand etwa 1860 kg/cm². Nach Entfernen der Unterstützungen wirken die von ihnen vorher ausgeübten Stützkkräfte nunmehr als Belastung auf den Verbundträger und verringern die Druckvorspannung von 500 kg/cm² auf etwa 330 kg/cm², so daß die verbleibende untere Randspannung ungefähr 1860 — 330 = 1530 kg/cm² beträgt.

Wie ersichtlich setzt die Anwendung dieses Bemessungsverfahrens voraus, daß die nach Formel (6) errechnete Überhöhung genau eingestellt wird. Ihre Einhaltung wird zweckmäßig mit einer Meßschablone vor und nach dem Betonieren und vor Entfernen der Zwischenunterstützungen nachgeprüft. Die Überhöhung darf nicht von der unteren Decke aus, die sich beim Ankeilen der Zwischenunterstützungen durchbiegen kann, gemessen werden. Außerdem ist darauf zu achten, daß die Trägerenden beim Überhöhen in ihrer Höhenlage verbleiben, wenn nötig sind sie zu verankern.

Sollen die Werte in DIN 4239, Blatt 1, Tafel 2, Zeile 2, gelten, so ist schriftlich niederzulegen, daß die Überhöhung nachgeprüft worden ist. Diese Niederschrift ist von der Bauaufsichtsbehörde oder ihrem Beauftragten gegenzuzeichnen und zu den Bauakten zu nehmen. Wird die Überhöhung nicht im Beisein eines Vertreters oder Beauftragten der Bauaufsichtsbehörde nachgeprüft, gelten die Werte der DIN 4239, Blatt 1, Tafel 2, Zeile 3. Es erübrigt sich dann eine Niederschrift darüber.

Um Schadensfälle zu vermeiden, sollte stets darauf geachtet werden, daß der Beton in Bauteilen, auf die Verbundträger abgestützt werden sollen, bereits ausreichend erhärtet ist.

Zu Abschnitt 8.32 In einer Verbundkonstruktion werden die für die Bemessung maßgebenden Spannungen an der Unterseite des Stahlträgers durch das Schwinden und Kriechen des Betons vergrößert. Im Gegensatz zu den in DIN 4239, Blatt 1 unter Abschnitt 8.31, behandelten Trägern der Trägergruppe I hat bei Trägern der Trägergruppe II diese Einwirkung oft erhöhten Einfluß und kann daher nicht vernachlässigt werden. Deshalb ist für den Spannungsnachweis aus Kriechen außer der ständigen Last auch die Verkehrslast anzusetzen. Weil im allgemeinen Hochbau nicht vorauszusehen ist, wann und wie lange die Verkehrslast einwirkt, wird aus Sicherheitsgründen verlangt, daß sie als ständig wirkend berücksichtigt werden muß. Die Spannungen aus Schwinden und aus Kriechen infolge ständiger Last und voller Verkehrslast müssen daher bei Trägergruppe II nachgewiesen werden.

Weil in geschlossenen Räumen der Beton schnell und stark austrocknet, ist in DIN 4239, Blatt 1, das Endschwindmaß mit 0,0003 und die Kriechzahl mit $\varphi = 4$ angegeben. Hiervon abweichende Werte dürfen nur angewandt werden, soweit die Voraussetzungen nach DIN 4227, Abschnitt 8.3, Tafel V, zutreffen, also gewährleistet ist, daß der Beton nur langsam und nicht vollständig austrocknet.

Für Verbundtragwerke mit Vorspanngliedern oder solche, für die risseverhütende Maßnahmen nach DIN 1078 durchzuführen sind (s. DIN 4239, Blatt 1, Abschnitt 4.1, 2. Abs.), ist die Sicherheit gegen kritische Verformungen nach DIN 1078, Abschnitt 11, nachzuweisen.

Zu Abschnitt 9 Bemessung der Verbundmittel. Um die Bemessung der Verbundmittel bei einfachen Verbundträgern des Hochbaues, die in Trägergruppe I zusammengefaßt sind, zu erleichtern, sind in diesem Abschnitt für die erforderlichen Verbundanker Festwerte angegeben worden. Dabei ist als ungünstigster Fall für die Verkehrslast eine Ersatzlast als Einzelast im Mittelpunkt des Trägers in Rechnung gestellt, unter deren Wirkung der Träger voll ausgelastet ist. Da diese Ersatzlast im allgemeinen für den Deckenträger größer ist als die nach DIN 1055 anzusetzende, kann die Querkraftverteilung von den Trägerdrittelpunkten bis zu den Auflagern konstant angenommen und die Verteilung der Verbundmittel in diesen Bereichen gleichmäßig ausgeführt werden.

Im mittleren Drittel des Trägers kann die Ersatzlast positive oder negative Querkkräfte erzeugen, je nach ihrer Stellung im rechten oder linken Drittelpunkt. Deshalb sind in diesem Bereich die Schrägstäbe nach beiden Seiten geneigt anzuordnen (s. DIN 4239, Blatt 1, Bild 5).

Zu Abschnitt 10 Die Tragfähigkeit eines Verbundträgers hängt wesentlich von den Verbundmitteln ab; deshalb sind die Abschnitte über ihre Bemessung, Ausführung und ihren Anschluß genau zu beachten. Der Bemessung für Träger der Trägergruppe II ist stets die Verkehrslast in ungünstigster Stellung zugrunde zu legen.

Wenn die Verkehrslast für die Bemessung der Stahlträger als gleichmäßig verteilte Last angenommen wurde, in Wirklichkeit aber auch als Einzelast oder als Gruppe von Einzelasten auftreten kann, ist diese Möglichkeit bei der Bemessung und Anordnung der Verbundmittel zu berücksichtigen. Falls durch ungünstige Laststellungen der Verkehrslast in Teilbereichen eines Trägers positive und negative Querkkräfte auftreten können, so sind in diesen Bereichen nach zwei Seiten geneigte Schrägstäbe vorzusehen (siehe z. B. die Schrägstäbe im mittleren Drittel des Trägers in DIN 4239, Blatt 1, Bild 5).

Um nach DIN 4239, Blatt 1, im Fall a) des Abschnittes 8.3, „Verbund nur für Verkehrslasten“ die im Verbundträger vorhandenen Tragreserven nicht durch zu schwach bemessene Verbundmittel zu beeinträchtigen, ist für ihre Bemessung vorgeschrieben worden, daß zusätzlich die halbe ständige Last berücksichtigt wird.

Zu Abschnitt 10.13 Bei der Berechnung des Kippmomentes, das auf einen Dübel wirkt, und der daraus in den Schweißnähten entstehenden Spannungen kann davon ausgegangen werden, daß der Dübel um die Kante kippt, die seiner Stirnfläche abgewandt ist. (Bild 8 des Erl.) Diese Spannungen sind mit den aus der Scherkraft herrührenden zusammenzusetzen (vgl. DIN 4101).

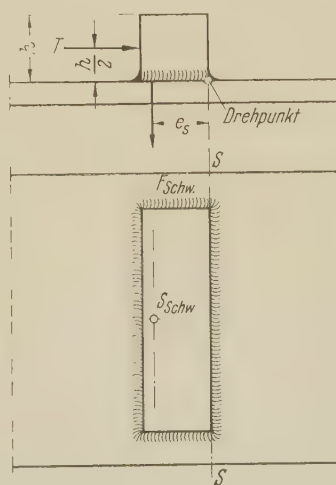


Bild 8.

Zu Abschnitt 10.15 Der Enddübel soll dem Verbundträger an der Stelle seiner größten Schubkraft aus Eigengewicht und Verkehrslast einen verlässlichen Halt geben; er soll außerdem aber auch die in umgekehrter Richtung wirkende Schubkraft aus Schwinden und Temperaturunterschied aufnehmen, die erfahrungsgemäß etwa dem angegebenen Wert entspricht. Zur Überleitung dieser Kraft in den Dübel dienen die um ihn herumgeführten Bewehrungsstäbe (s. DIN 4239, Blatt 1, Bild 4).

Zu Abschnitt 12.1 Die in Tafel 1 angegebenen zulässigen Betonspannungen gelten nur für den Verbundträgerquerschnitt. Für

alle anderen Beanspruchungen, also auch Plattenspannungen quer zur Verbundträgerichtung sind die zulässigen Werte nach DIN 1045 anzuwenden.

Zu Abschnitt 12.2 Die in Tafel 2 angegebenen zulässigen Stahlspannungen gelten nur für die Stahlträger, die unmittelbar in schubfestem Verbund mit einer Stahlbetonplatte stehen. Für alle übrigen Fälle sind die zulässigen Werte nach DIN 1050 anzuwenden.

F. Mühlradt, Dr.-Ing. E. h.

Rektor und Senat der Techn. Hochschule Hannover haben Herrn Hafenbaudirektor Dipl.-Ing. Friedrich Mühlradt in Würdigung seiner hervorragenden planerischen und technischen Leistungen beim Wiederaufbau des Hafens Hamburg und in Anerkennung seiner bedeutenden wissenschaftlichen Arbeiten auf dem Gebiete des Bau- und Verkehrswesens die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen.

Aus einer Eisenbahnerfamilie stammend, hat er — den wechselnden Dienstsitzen des Vaters folgend — an verschiedenen Orten Mitteldeutschlands die Schule besucht. Als 19jähriger bestand er 1914 das Abitur und wandte sich dem Studium der Bauingenieurwissenschaften an der Techn. Hochschule Berlin zu. Aber schon bald rief ihn der Krieg zu den Fahnen, und erst bei Kriegsende konnte er das Studium — nunmehr an der Techn. Hochschule Hannover — fortsetzen. Als Schüler und Assistent des unvergeßlichen Verkehrsingenieurs und Städteplaners Prof. Dr.-Ing. Otto Blum weitete sich sein fachliches Wissen weit über das Spezialgebiet des Eisenbahnwesens hinaus.



Nach kurzer Tätigkeit als Regierungsbauführer bei der Reichsbahndirektion Kassel und als Statiker in der privaten Bauwirtschaft trat er am 15. August 1922 bei der Hamburgischen Hafenbehörde, dem Strom- und Hafenbau, als Diplomingenieur ein. Rasch arbeitete er sich in die vielseitigen technischen, betriebswirtschaftlichen, verwaltungsmäßigen und juristischen Probleme einer großen Hafenbahn ein, wobei es ihm sehr zustatten kam, daß er alle Einzelfragen stets im großen Rahmen der wirtschaftlichen und politischen Zusammenhänge zu sehen gewohnt war. 1931 übernahm er als Baurat die Leitung der Hafenbahnabteilung und das Dezernat für Hafenverkehrsfragen; in dieser Zeit hat er sich vor allem auf dem Gebiete der betriebswirtschaftlichen Durchleuchtung eines Behördenbetriebes und der rationalen Gestaltung der Oberbauwirtschaft große Verdienste erworben.

Als Pionieroberleutnant der Reserve rückte er im August 1939 zu einer Übung ein, von der er erst 1945 bei Beendigung des 2. Weltkrieges zurückkehren sollte. Der Krieg führte ihn in zahlreiche europäische Länder und zu den verschiedensten Einheiten und Stäben, brachte ihn mit vielen Menschen und zahlreichen technischen Problemen in Berührung und lehrte ihn vor allem die Kunst des Improvisierens. Die Ernte dieser schweren Jahre brachte der Oberstleutnant der Reserve mit, als er am 21.6.1946 zum Leiter des Strom- und Hafenbau ernannt wurde.

Damals lag Hamburgs Hafen in Trümmern, die deutsche Wirtschaft am Boden, die Befehlsgewalt in Händen der Besatzungsmacht; der Personalkörper des Strom- und Hafenbau war geschwächt, es fehlte an Baustoffen und Arbeitskräften, an Nahrung, Kleidung und Wohnung, kurz an allem, was zur Durchführung großer Bauaufgaben bis dahin selbstverständlich war. Unter Einsatz seiner ganzen Person hat Friedrich Mühlradt es geschafft, den Hamburger Hafen wieder aufzubauen und ihn von neuem zu einem lebenskräftigen und leistungsfähigen modernen Verkehrsinstrument zu machen. Bei diesem Aufbau galt es nicht nur, zahlreiche konstruktive, materialtechnische und verkehrstechnische Probleme zu lösen; noch schwieriger war es bei der völligen Veränderung der strukturellen Voraussetzungen, eine wirtschaftliche Prognose für die künftige Verkehrsentwicklung zu stellen, die allein eine tragfähige Grundlage für die Wiederaufbauplanung abgeben konnte. Daß diese Prognose schon 1946 so gestellt wurde, daß sie sich bis heute in vollem Umfange als zutreffend erwiesen hat und keinerlei Fehlinvestitionen erfolgt sind, zeugt von dem Weitblick und dem Fingerspitzengefühl des neuen Ehrendoktors. Die neue „Hamburger Kaiaufteilung“ in den Stückgutanlagen des Hafens ist eines der Dokumente, die mit dem Namen Mühlradt verbunden sind und ihn auch für die kommende Generation den Namen der alten Hafenplaner Dalmann, Bubendey und Wendemuth würdig an die Seite stellen werden.

Die Hansestadt Hamburg hat diese Leistung dadurch anerkannt, daß sie Mühlradt — erstmalig in der Geschichte des Hamburger Hafens — zum „Hafenbaudirektor“ ernannte. Zahlreiche technisch-wissenschaftliche und wirtschaftliche Verbände und Vereinigungen haben ihn in ihren Vorstand oder in

ihre Arbeitsgremien berufen. Auch in internationalen Fachkreisen hat sein Name einen guten Klang. Auf der Höhe seiner Schaffenskraft stehend, hofft die deutsche Technik und Wissenschaft ebenso wie die Hansestadt Hamburg, von diesem Führer und Kämpfer für den Fortschritt noch manche reife Frucht ernten zu können.

B. Kreßner, Hamburg.

Wilhelm Stoy, Dr.-Ing. E. h.

Die Würde eines Doktor-Ingenieurs Ehrenhalber verlieh die Technische Hochschule Hannover an Herrn Professor Dr.-Ing. Wilhelm Stoy, Braunschweig, in Würdigung seiner bleibenden Verdienste um die Entwicklung und Förderung des Holznagelbaues.

J. Ohde †.

Prof. Johann Ohde ist am 25. Juli 1953 nach schwerer Krankheit im Alter von nur 47 Jahren unerwartet gestorben. Trotz des frühen Todes ist damit ein an Erfolgen reiches Leben zu Ende gegangen. Mit O. verliert die deutsche Baugrundwissenschaft eine ihrer besten Kräfte, die sich unter ungewöhnlichen Verhältnissen ihren Weg zum Gelehrten von internationalem Ruf und Ansehen gebahnt hat.

Ohde wurde als Sohn einer Arbeiterfamilie am 20. November 1905 in Parum in Mecklenburg geboren, erlernte das Zimmererhandwerk, um anschließend die Bauschule in Hamburg zur Ausbildung als Bautechniker besuchen zu können. Nach der 1926 mit Auszeichnung bestandenen Abschlußprüfung trat er in die Dienste der Preußischen Wasserbauverwaltung und kam zum Wasserbauamt Harburg. Die nur 1½jährige Tätigkeit dort wurde für ihn von entscheidender Bedeutung, da er hier in Zusammenhang mit einer Böschungsrutschung beim Bau einer Gezeitschleuse mit Baugrunduntersuchungen und der Erdstatik in Berührung kam, die ihn nicht mehr loslassen und das Feld für sein weiteres Lebenswerk bilden sollten.

Es war eine glückliche Fügung für Ohde, daß er zu dieser Zeit, als die moderne Bodenmechanik sich gerade zu entwickeln begann, in der 1926 gegründeten Erdbauabteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin eine geeignete Arbeitsstätte und in dem Leiter der Anstalt, Prof. Dr.-Ing. E. h. Krey, einen ausgezeichneten Lehrer fand. Er arbeitete hier 16 Jahre lang. Als er 1943 zum Kriegsdienst eingezogen wurde, hatte er sich bereits durch eine Reihe aufsehenerregender Veröffentlichungen einen hervorragenden Ruf erworben, so daß ihn Prof. Dr. techn. Bernatzik 1944 an das Erdbauinstitut der Techn. Hochschule Dresden verpflichtete.



Der Techn. Hochschule Dresden hielt Ohde — nach kurzer Tätigkeit in Hamburg unmittelbar nach Kriegsende — auch weiter die Treue, als es galt, das 1945 zerstörte Erdbauinstitut wieder aufzubauen. Von 1946 bis 1948 wirkte er dort als Geschäftsführer, erhielt 1949 einen Lehrauftrag, wurde 1951 zum Professor ernannt und hielt schließlich alle Vorlesungen über Bodenmechanik und Grundbaustatik. Hauptamtlich war er seit 1948 gleichzeitig Leiter der Abteilung Bodenkunde der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde in Berlin, die es ebenfalls zunächst aufzubauen galt, die aber bald den großen Aufgabenkreis der ostzonalen Verkehrsverwaltung zu erfüllen hatte.

Bei dieser Einspannung ist es fast unbegreiflich, wie Ohde Zeit fand, seine rege wissenschaftlich-schriftstellerische Tätigkeit fortzuführen, die sich zum großen Teil auf eigene Versuche stützte, immer aber in der ihm eigenen theoretisch-mathematischen Form neue und manchmal ungewöhnliche Wege ging, um zu neuen Erkenntnissen und Lösungen und darauf fußenden Berechnungsverfahren zu kommen.

Ohdes Veröffentlichungen gehören auf dem jeweiligen Fragenkomplex zu den Standardwerken in deutscher Sprache. Zu fast allen Hauptthemen der Bodenmechanik hat er grundlegende Beiträge geliefert:

Vorbelastung und Vorspannung des Baugrundes und ihr Einfluß auf Setzung, Festigkeit und Gleitwiderstand. Bautechnik 26 (1949), S. 129. — Der Eindringungswiderstand von Fundamenten als Grundlage für die Festlegung der zulässigen Baugrundbelastung. Bautechnik 27 (1950), S. 272. — Zur Theorie der Druckverteilung im

Grund. Bauingenieur 20 (1939), S. 451. — Die Berechnung der Lohdruckverteilung unter Gründungskörpern. Bauingenieur 21 (1942), S. 99. — Einfache Berechnung biegegeformer Schleusensole. Bautechnik 30 (1953), S. 140. — Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechnik 16 (1938), S. 150. — Zur Erddrucklehre I. bis V. Bautechnik 25 (1948), S. 121; 26 (1949), S. 360; 27 (1950), S. 111; 28 (1951), S. 297; 29 (1952), S. 31. — Einfache erdstatische Berechnungen der Standsicherheit von Böschungen. Archiv Wasserwirtschaft, Heft 67, 1943. — Die Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Stauwällen. Bautechnik-Archiv, Heft 8, Berlin 1952.

Eine — leider sehr kurzgefaßte — zusammenfassende Darstellung der Bodenmechanik und der Grund- und Erdbaustatik aus seiner Feder liegt in dem Kapitel „Grundbaumechanik“ in der 27. Auflage der Hütte vor.

Ein so früher Tod eines so ungewöhnlich begabten und seiner beruflichen Aufgabe mit ganzer Hingabe verpflichteten Ingenieurs ist für die deutsche Baugrundwissenschaft ein wohl unersetzlicher Verlust. Ohnedes Veröffentlichungen werden seinen Namen erhalten, seine Berechnungsverfahren, Vorschläge und Erfahrungen werden den Grundbauingenieuren auf lange Zeit hin eine unentbehrliche Hilfe sein. Allen aber, die ihn persönlich kannten, wird er, der bei seinem erfolgreichen Wirken ein stets hilfsbereiter, schlichter und aufrichtiger, nur der Sache dienender Mensch blieb, nicht nur als Ingenieur unvergessen bleiben.

H. Muhs, Berlin.

Dr.-Ing. E. h. Wenzel †.

Am 23. Mai 1954 starb in Braunschweig das Vorstandsmitglied der Siemens und Halske AG., Herr Regbmstr. a. D. Dr.-Ing. E. h. Karl Ernst Wenzel.

Er wurde am 25. Juni 1891 in Alsfeld/Oberhessen geboren und studierte Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Darmstadt, wo er 1913 die Diplom-Hauptprüfung ablegte. Während des Weltkrieges 1914/18 stand er als Offizier des hessischen Dragonerregimentes Darmstadt im Felde. Seine Ingenieurlaufbahn begann Wenzel im Staatsdienst und legte 1920 die Regierungsbaumeisterprüfung ab. Bald danach trat er in die Dienste der August-Thyssen-Hütte. 1926 wurde er Geschäftsführer der Rangiertechnischen Gesellschaft, Hamburg, 1929 Geschäftsführer der Gesellschaft für Oberbauforschung und Rangiertechnik, Berlin. Vom Jahre 1932 an war Wenzel in leitender Stellung bei den Vereinigten Eisenbahn-Signalwerken, wo er 1941 Direktor und ordentliches Vorstandsmitglied wurde.

W. hat bedeutende Leistungen auf dem Gebiet der Rangiertechnik hervorgebracht. Mehr als ein Dutzend in Fachkreisen besonders gewürdigter Arbeiten zeugen von Wenzels Ingenieurgeist. In Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiet der Rangiertechnik verlieh ihm die Techn. Hochschule Fridericiania Karlsruhe die Würde eines Dr.-Ing. E. h.

Mit dem Tode Wenzels verliert die Fachwelt einen weitblickenden Ingenieur, und seine Freunde trauern um den Verlust eines Menschen mit lauterem Charakter. Allen, die den

Vorzug hatten, mit ihm zusammenzuarbeiten, wird er als Ingenieur und liebenswerter Mensch in Erinnerung bleiben.

Raab, Karlsruhe.

Hans Schäfer †.

Am 25. Juni 1954 starb Dipl.-Ing. Hans Schäfer, Rechtsanwalt am Oberlandesgericht Düsseldorf.

Schäfers Berufsweg war in Deutschland einzigartig. In Neustadt a. d. H. wurde er am 24. Mai 1887 geboren, absolvierte die sechsklassige Realschule seiner Vaterstadt und begann daselbst seine Ausbildung als technischer Lehrling bei der Firma Wayss & Freytag. Im Jahre 1907 bestand er als Externer die Reifeprüfung, studierte Bauingenieurwesen und legte 1912 die Diplom-Hauptprüfung mit Auszeichnung ab. Bis 1927 war er, zuletzt als Filialleiter einer großen Bauunternehmung, im Baufach praktisch tätig. Diese erfolgreiche Laufbahn gab er auf, um 40jährig und Familienvater, einer ausgeprägten Neigung folgend, Jura zu studieren. Welch bewundernswerte Zielstrebsamkeit ist hier zu erkennen! Er unterzog sich einer vollständigen juristischen Ausbildung und wurde 1932 Rechtsanwalt am Oberlandesgericht in Düsseldorf. So vereinte er theoretische Kenntnisse und praktische Erfahrungen in zwei Berufen; diese zwei Berufe, die sich im Leben so häufig berühren, überlagern und durchdringen, fanden in ihm einen Vertreter, der beide Atmosphären kannte, beide Sprachen beherrschte. So wurde er bald ein vielgesuchter Anwalt in Zivil- und Strafsachen auf dem Gebiete des Bauwesens.

Die Kraft und Eigenart seiner Persönlichkeit, seine stets sachliche und liebenswürdige Art, verbunden mit dem Temperament des Pfälzers, werden jedem Menschen, der ihm begegnet ist, in Erinnerung bleiben. A. Mehmel, Darmstadt.

Traditionsgemeinschaft TH Danzig.

Die Traditionsgemeinschaft der Professoren der Techn. Hochschule Danzig sowie die Vereinigungen der ehem. Studenten dieser Hochschule veranstalten am 2./3. Oktober dieses Jahres eine Feier zur 50jährigen Wiederkehr ihrer Gründung am 6. Oktober 1904. Die Vorbereitungen liegen in der Hand des Herrn Prof. Eiselin, Schwetzingen, Schubertstr. 9, für die ehem. Stud. in Hd. von Herrn Bundesbahnrat Löhr, Duisburg, Brauerstr. 42.



Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

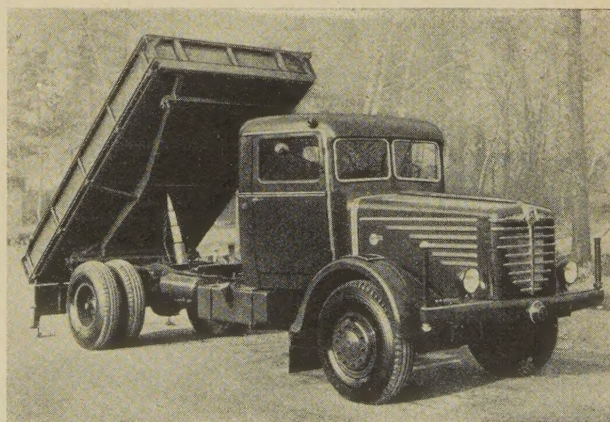
Lastkraftwagen.

Transportaufgaben sind im Bauwesen sowohl bei der Bewegung des Bodens als auch beim Bereitstellen der gesamten Masse der Baustoffe und Bauteile und bei der Anfuhr der Geräte und Maschinen zu erfüllen.

Der Anteil am Gesamttransport, mit dem sich der Bauunternehmer selbst befassen muß, beschränkt sich im allgemeinen auf den Nahverkehr. Für die Fahrten zwischen Lagerplatz und Baustelle und für die Transporte zwischen den Baustellen ist ein leistungsfähiger, wirtschaftlich arbeitender Fuhrpark unerlässlich. In der Typenreihe der BÜSSING-WERKE, Braunschweig, stehen für alle Anforderungen und Wünsche geeignete Fahrzeuge zur Verfügung.

Der 4,5-Tonner „4000“ zeichnet sich mit seinem 100 PS starken, liegenden 6-Zylinder-Dieselmotor, der etwa in Fahrzeugmitte unter dem Fahrgestell angeordnet ist, durch einen besonders kurzen Radstand aus, der dem Wagen eine sehr große Wendigkeit verleiht. Das ganz nach vorn gerückte Fahrerhaus ermöglicht überdies den Aufbau eines sehr geräumigen Wagenkastens (i. L. 2,14 x 4,80 m) und gibt dem Fahrer eine gute Sicht beim Rangieren auf den oft recht engen Fahrstraßen der Baustellen. Der Wagen ist mit einem Fünfganggetriebe ausgerüstet, die erreichbare Höchstgeschwindigkeit liegt bei 88 km/h. Für den Baubetrieb dürfte der 6-Tonner „6000“ das Fahrzeug mit der vielseitigsten Einsatzmöglichkeit sein. Es wird mit drei verschiedenen Radständen als Normallastwagen, als Kipper und als Sattelzugmaschine geliefert. Wird ein geländegängiger Wagen

bevorzugt, so steht eine Sonderausführung dieser Type mit Allradantrieb zur Verfügung. Der 120-PS-Motor ist stehend unter der vorn angeordneten Haube angebracht. Auf Steigungen bis 10 %



BÜSSING-6-Tonner „6000“ als Dreiseitenkipper mit 120 PS-Sechszylinder-Dieselmotor.

kann ein mit einer Bremse versehener Anhänger von 24 t mitgeführt werden, auf Steigungen über 10 % sind 16 t zulässig. Von den technischen Daten dieses Fahrzeuges sind noch die Gesamtwagenlänge mit 8,21 m, die Lichtmaße des Wagenkastens mit 2,24 · 5,00 m und das Gewicht des Fahrgestells mit 4550 kg erwähnenswert.

Der große Zweiachslastwagen „8000“ für 8 t Nutzlast wird mit stehendem oder unter dem Fahrgestell liegenden 6-Zylindermotor von 180 PS ausgerüstet. In Verbindung mit einem Dreiachsanhänger (höchstzulässige Anhängelast 24 t) ist dieser Wagen überwiegend für den Fernverkehr vorgesehen und kann neuerdings auf Wunsch auch mit Allradantrieb geliefert werden.

Beim **BUSSING-12-Tonner** „12 000“ werden die beiden hinteren Achsen des dreiachsigen Fahrgestells durch einen 180-PS-Unterrahmenmotor angetrieben. Die Vorschriften der Straßenverkehrsordnung beschränken das zulässige Gesamtgewicht auf 24 t, jedoch kann dieser Wagen unter Verwendung übergroßer Reifen auf Großbaustellen und im Werkgelände, wenn öffentliche Straßen nicht benutzt werden, Nutzlasten bis 15 t befördern. Hille, Aachen.

Fensterputzen mechanisiert.

Das Fensterputzen an Hochhäusern, Industriebauten und dergl. war bisher mit Schwierigkeiten verbunden. Für die Fensterputzer war es gefährlich, für die Haus- oder Werksbesitzer teuer, zumal es in regelmäßigen Zeitabständen wiederholt werden muß.

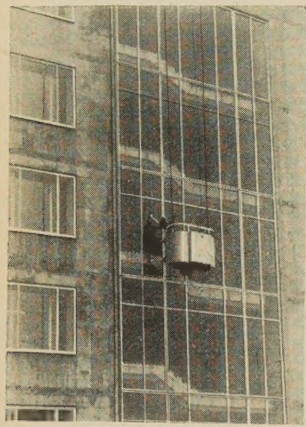


Abb. 1. Diese großen Fensterflächen ohne den Fahrkorb sauber zu halten, wäre eine langwierige und halsbrecherische Arbeit.

Eine neue Anlage fand zum erstenmal bei dem zehnstöckigen Neubau der **DEMAG**, Duisburg, Anwendung. Sie besteht zunächst aus Laufschienen in Gestalt einer 138 m langen Ringfahrbahn, die auf dem Dach verlegt und mit der Stahlkonstruktion des Gebäudes fest verbunden ist, und einer elektrisch verfahrbaren Katze. Der Fahrwerksrahmen der Katze trägt einen Elektrozug und eine Fangvorrichtung. An Seilen hängt der Putzkorb als Arbeitsstand dicht vor der Gebäudewand. Auf diese Weise befindet sich der Fensterputzer in bequemer Griffweite der Fenster, die er gefahrlos von außen putzen kann. Jede Unfallgefahr wird dadurch vermieden, daß die Fangvorrichtung im Falle eines Seilbruchs den Korb trägt. Alle Fahrbewegungen steuert der Mann vom Korb aus selbst, den er an jede Gebäudestelle (auch durch Umfahren der Ecken) heranbringen kann.

Die Daten für diese stets betriebsbereite Anlage sind: Elektrozug K 50 3/2 H, Hubgeschwindigkeit 12 m/min, Fahrgeschwindigkeit 18 m/min, Hubhöhe 33 m; diese Werte sind auf hohe Leistungen abgestimmt. Ein Mann genügt zum Fensterputzen, Gerüste und dgl. fallen fort. Schon nach kurzer Zeit ist die Anlage amortisiert. Man verwendet sie übrigens auch für die ständige Überwachung des Ge-

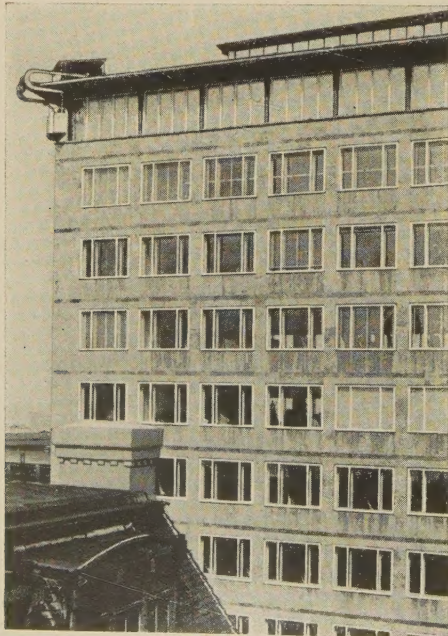


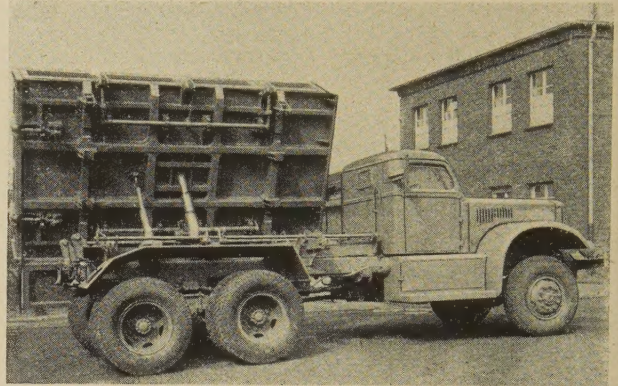
Abb. 2. Blick auf das Gebäude und die Fensterputzeinrichtung bei der Fahrt um die Gebäudeecke.

bäudes und für die Vornahme kleiner Ausbesserungen. Man vgl. auch Bauingenieur 27 (1952) S. 373.

H. Klosner, Volmarstein.

Dreiseitenkipper.

Einen vielbeachteten Dreiseitenkipper in Stahlblechkonstruktion zeigte die **DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH.**, Essen, auf der Technischen Messe in Hannover, bei dem auf Steckbolzen für die Wahl der Kippseite verzichtet wird. Die Kipp- und Klappensteuerung ermöglicht die Einstellung der gewünschten Kippseite durch einen Schalthebel am Fahrgestell, bewirkt eine mechanische Verriegelung des Kastens auf der Abwurfseite und gibt gleichzeitig die beiden anderen Seiten des Kastenbodens frei. Der Wagenkasten wird dann ohne weitere Handgriffe nur durch Betätigung der Hubhydraulik vom Fahrersitz aus gekippt. Die Bordwand auf der Kippseite



Untersicht des Dreiseitenkippers auf einem Dreiachsahrgestell, Kasteninhalt 5,3 m³, Nutzlast 10 t.

öffnet sich beim Kippen automatisch und dient in Verlängerung des Kastenbodens als Rutsche. Da die Zahnradpumpe für den hydraulischen Antrieb des Teleskopzylinders mit dem Fahrzeugmotor direkt gekuppelt ist, können Fahr- und Hubbewegungen unabhängig voneinander ausgeführt werden, so daß der Wagen während des Kippens seinen Standort zum besseren Verteilen des Ladeguts verändern kann.

Auf der Messe wurde der Dreiseitenkipper in Verbindung mit einem 145-PS-Fahrgestell „Drache“ der Südwerke für 6,4 t Nutzlast vorgeführt; der Aufbau eignet sich aber auch für jeden anderen Fahrzeugtyp. Hille, Aachen.

Dampfstrahl-Reinigungsgerät.

Die Reinigung von Maschinen und Geräten auf der Baustelle und besonders auch die Einleitung der Grundüberholung auf dem Bauhof erfordert bei der meist sehr starken Verschmutzung und Verkrustung der Baumaschinen eine umständliche Handarbeit mit Spachtel und Drahtbürste. Diese zeitraubende Methode ist mit einem unwirtschaftlichen Lohnaufwand verbunden. Ein in den USA. bereits seit Jahren geübtes Verfahren, für diese Arbeiten Dampfstrahl-Reinigungsanlagen zu verwenden, beginnt sich jetzt auch in Deutschland einzubürgern. Das

EISENWERK THEODOR LOOS, Gunzenhausen (Mfr.), stellt Dampfstrahl-Reinigungsgeräte in zwei Ausführungsformen her. Bei den stationären Anlagen wird der Dampf durch Kohle-, Gas- oder Ölfeuerung erzeugt, während die fahrbare Type nur mit Ölfeuerung arbeitet.

Der Betriebsdruck des Geräts ist zwischen 3 und 8 atü regelbar. Bereits nach einer Anheizzeit von 60–80 sec kann mit der Reinigungsarbeit begonnen werden. Der im Durchlauferhitzer erzeugte Dampf wird einem Strahlrohr zugeführt, dessen Mundstück vom Bedienungsmanne auf die zu säubernden Teile gerichtet wird und es ermöglicht, auch schwer zugängliche verschmutzte Stellen zu erreichen.

Neben der Reinigung durch den Dampfstrahl wird das Hinzusetzen eines chemischen Lösungsmittels oft von Vorteil sein. Das Reinigungsmittel wird dann dem Wasserdampf in einem einstellbaren Mengenverhältnis aus einem besonderen Vorratstank verdünnt oder konzentriert beigefügt. Die gereinigten Maschinenteile sind nach der Behandlung völlig öl- und fettfrei, so daß eine etwa gewünschte Erneuerung des Anstrichs mit dem Pinsel oder mit der Farbspritzpistole unmittelbar im Anschluß durchgeführt werden kann. Hille, Aachen.



Dampfstrahl-Reinigungsgerät „Strahlfix“. Abmessungen einschl. Fahrgestell rd. 1,10 · 0,65 · 1,20 m, Gewicht 320 kg, Anschlußwert 1,5 kW.

Beschriftbar · Lichtpausfähig

Ist die neue Sorte TESAFILM, die besonders Architekten und Ingenieure am Reißbrett für ihre tägliche Arbeit verwenden. Ein Riß in der Zeichnung ist schnell überklebt. Bleistift, Farbe oder Ausziehtusche haften auf der Folie, so daß die Arbeit nicht unterbrochen wird. In allen Büro- u. Zeichenbedarfsgeschäften



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG



Die schmiedeeiserne

Deka-Schacht- u. Kanalabdeckung

hilft Baukosten sparen, ist unversüßlich und form-schön

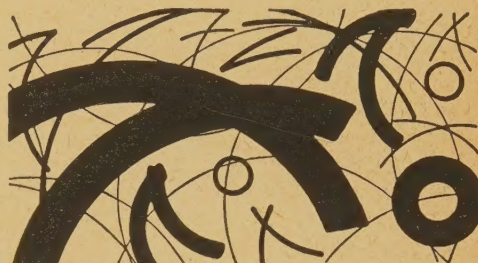
Eisenbau Krämer m.b.H.
Dahlbruch (Siegerland)

Übereinander geschlagen

Naß in Naß geschlagene Kreisbogen. Ausgeführt mit dem zum Tuschefüllhalter PELIKAN-GRAPHOS als Zusatzgerät gehörenden Graphos-Zirkelersatz. Der Graphos-Zirkelersatz ist lieferbar für Zirkel mit 3 oder 4 mm Schenkelbohrung. Rießer-Zirkel erfordern ein Zwischenstück.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch



GUNTHER WAGNER · HANNOVER



HOCHBAUKRANE

HÜTTENWERK SONTHOFEN

ALLGÄU

KNAUF

GIPS

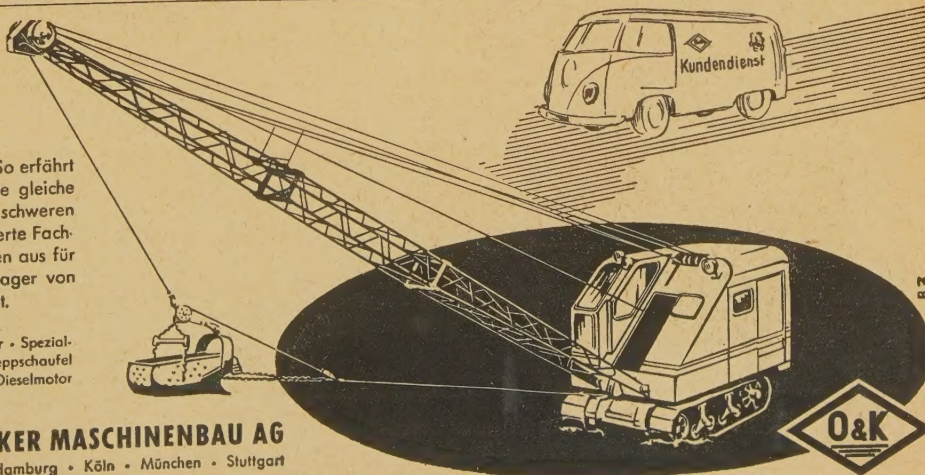
verbürgt
Qualität

Ganz groß!

Kundendienst wird bei O&K groß geschrieben. So erfährt auch der O&K-Kleinbagger Type L 051 die gleiche Betreuung wie es für seine „großen Brüder“, die schweren O&K-Baggertypen, gang und gäbe ist. Motorisierte Fachmonteure sorgen von allen O&K-Geschäftsstellen aus für Ihr O&K-Gerät. Dort stehen auch überall Lager von Verschleißteilen zur sofortigen Lieferung bereit.

Löffel 0,23 cbm für Hoch- und Tiefbaggerung verwendbar · Spezial-Löffel für Dränearbeit · Greifer 0,2 – 0,3 cbm · Schleppschaukel 0,23 – 0,3 cbm · Kran 2 t Nutzlast · 25 PS O&K-Dieselmotor

ORENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU AG
Geschäftsstellen: Berlin · Dortmund · Frankfurt/M · Hamburg · Köln · München · Stuttgart



**MALCHOW
BAU****Baugesellschaft Malchow GmbH.**

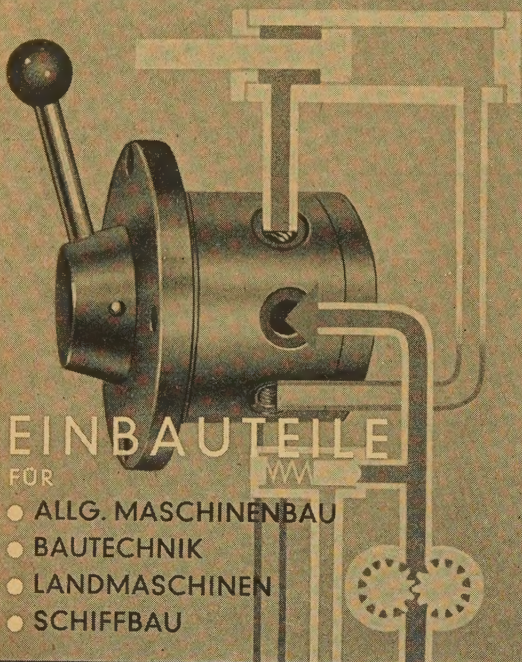
Frankfurt/Main, Mainzer Landstraße 195-217

**Spezial-Fahrbahnabdichtungen
nach AIB**

für Brückenbauten aller Art

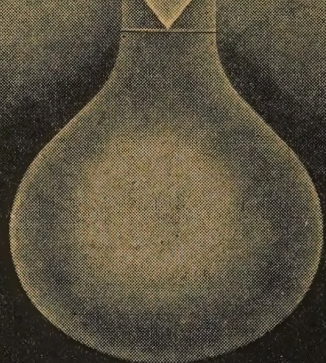
Zweigniederl. und Bauabteilungen in:

Berlin-Tempelhof 1	Saalburgstraße 1
Braunschweig	Spargelsstraße 19
Essen-Altenessen	Gladbecker Str. 235
Hamburg 48	Liebigstraße 52
Hannover-Linden	Davenstedter Str. 96
Köln-Mühlheim	Am Springborn 2
Mannheim-Waldh.	Sandh. Str. 96/106
Stuttgart-S	Alexandersstraße 92

**MALCHOW
BAU****REX
HYDRO-NORMA****EINBAUTEILE
FÜR**

- ALLG. MASCHINENBAU
- BAUTECHNIK
- LANDMASCHINEN
- SCHIFFBAU

G. L. REXROTH GMBH · LOHRER EISENWERK/LOHR/MAIN

**LORENZ
BETON-BOHRPFAHL**

bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO.
LUBECK · HAMBURG · KIEL

HOCHTIEF**AKTIENGESellschaft FÜR HOCH- UND TIEFBAUTEN**

INDUSTRIEBAU · HOCHBAU · TIEFBAU
BRÜCKENBAU · WASSERBAU · TUNNELBAU
WOHN- U. SIEDLUNGSBAU · FEUERUNGSBAU

ZENTRALE ESSEN, RELINGHAUSER STRASSE 57 · FERNRUF 21471

Niederlassungen in Essen · Frankfurt a. M. · Hamburg · Hannover · Köln · München

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Beton-Spritz-Maschinen GmbH., Hamburg und H. Flottmann GmbH., Herne, außerdem zwei Prospekte des Springer-Verlages Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11. Reg.-Nr. 115. — Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg — Printed in Germany